

鉄道構造物の地震対策

COUNTERMEASURES FOR EARTHQUAKE OF RAILWAY STRUCTURES

山 本 強*

By Tsuyoshi YAMAMOTO

まえがき

鉄道線路を構成する構造物は、運行している列車の安全走行を確保するものでなければならないが、安全をおびやかす大きな要素の一つに地震がある。地震によって受ける被害の影響は、突然にして広範囲におよぶ場合が一般的であるので、鉄道構造物の設計や保守の面で地震対策は最も重要な課題の一つとなっている。

耐震設計の発展の経緯をみると、大地震時における構造物の被害の実体から、問題点が明かになった現象について、実験、解析などの研究が進められ、得られた成果をとりいれて、設計基準などが作成されてきている。

既設構造物の耐震強化を計るものなかで、緊急に対策工事を行っているのは、東海地震対策防災強化区域内の東海道新幹線である。新幹線は、高速列車走行のため、曲線・勾配に対する路線選定の自由度が少なく、軟弱地盤地帯を通過している部分も多い。これまでの地震被害の経験から得られている現象に対して、実験や解析等の研究を重ねて、構造物それぞれに耐震補強対策をたてつつあり、影響度の高いものから逐次補強工事が進められている。

本文では、現在の鉄道構造物の地震対策として、耐震設計や耐震補強などに関する主なことがらについて、それらの概要について述べる。

1. 入力地震動

近い将来、発生が懸念されている東海地震の対策のために、この地震に対応する入力地震動を、現時点で選択可能な仮定を用いて推定し、地震対策検討の基礎資料とした。

(1) 考え方

震源から放射された地震波は硬い地殻内を伝播し、地表層に入射してそこで増幅あるいは変形され、地表面の地震動として伝えられる。したがって、地表の地震動を適当な深さに設定したいわゆる地震基盤の地震動と、複雑な表層地盤の伝達関数に分けて考えることができる。そこで、鉄道構造物に作用する地震動を次のようにして算定した。

- ① 増幅特性の類似性などから鉄道沿線の表層地盤種別に分類する。
- ② 地盤種別毎に基盤最大加速度と地表面の最大地震動との関係(応答曲線)を求める。
- ③ 想定地震の基盤最大加速度を推定し、応答曲線を用いて地表地震動を推定する。

図-1は地表地震動推定の考え方を模式的に示したものである。表層地盤としては、ここでは建設工事の際に地盤調査がなされている範囲で、それより下の地盤は工学的に十分堅固であると考えられるところまでとした。具体的には N 値が50程度の地盤またはせん断波 (S 波) の伝播速度 V_s が 500 m/s 程度と考えられている地盤より上を表層地盤と考えている。

表層地盤の増幅特性を水平多層構造地盤内の SH 波の重複反射現象に限定して算定した。地表面地震動としては、ここでは加速度について述べる。

* 正会員 日本国有鉄道 構造物設計事務所所長
(〒151/東京都渋谷区代々木 2-2-6)

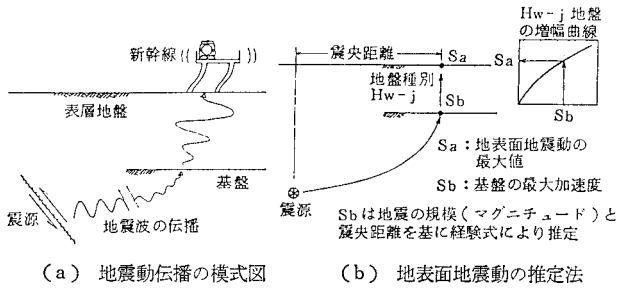


図-1 地震動の推定

(2) 地盤分類

東京一博多間の地質ボーリング資料に基づいて表層地盤を細分化し類似のものをまとめた結果、446種の地盤が得られた。このすべてについて、表層地盤を水平多層構造にモデル化し、微小歪レベルの伝達関数 $H(\omega)$ を求めた。初期状態の伝達関数の第1次ピークに着目し、最終的に25種に地盤を分類した。図-2に分類図を示す。

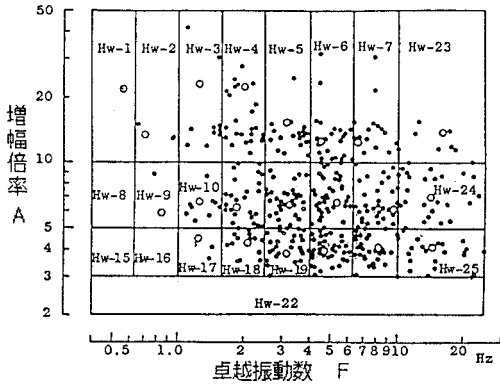


図-2 第1次ピークによる地盤分類

当該地点のS波速度構造がわかっているならば、表層地盤をS波が伝播する時間から表層の平均的なS波伝播速度 V_{sa} が計算でき、これから次のようにして卓越振動数 F と倍率 A の概略値が求められる。

$$F = V_{sa} / 4H, A = 2V_n / V_{sa}$$

ただし、 $V_{sa} = H / \sum (H_i / V_i)$

ここで、 H_i, V_i は i 層目の層厚、S波速度、 H は表層地盤の厚さ、 V_n は基盤のS波速度である。またこれらの式から V_{sa} を消去すると、 $A = V_n / (2HF)$ となる。 H や V_n は建設時の資料等からおおよそ見積ることができるので、常時微動測定などにより

F を求めれば、倍率が推定でき地盤種別を明かにすることができる。

(3) 応答曲線の推定

各分類の代表地盤(図-2の○印)について、地盤特性の歪依存性を考慮した等価線形化法による応答計算を行った。

応答計算に用いる基盤入射地震波形については入射波形を一つに限定せず、比較的長周期が卓越するもの(八戸波)と、比較的短周期が卓越するもの(新菊川波)の2種類について検討した。八戸波とは、昭和43年十勝沖地震($M=7.9$)の際に八戸港で観測されたNS成分波を地震基盤(-17m)における入射波に変換したものである。また新菊川波とは、昭和53年伊豆大島近海地震($M=7.0$)の際に東海道新幹線の新菊川変電所で観測されたEW成分波である。図-3にこれらの波形とフーリエスペクトルを示す。

その後、新幹線沿線の地震加速度波形の周波数特性を検討した結果、少なくとも $M=7$ 程度までは観測地点の地盤の固有振動数成分が卓越し、 $M=8$ 程度になると地点毎の特性よりも大規模地震の特性である長周期成分が卓越するようになる傾向がみられた。そこで、比較的短周期までの成分をほぼ一様に含んでいる新菊川波は $M=7$ 程度までの中小規模地震に対応し、長周期が卓越する八戸波は $M=8$ 程度の大規模地震に対応すると考えることとした。

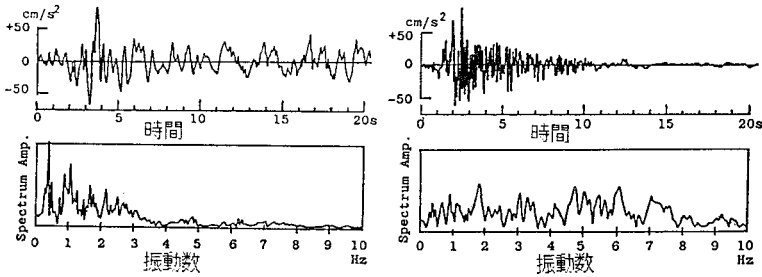
応答曲線は、2種類の波形それぞれについて基盤における最大加速度が150Galと300Galの2つの場合の応答を計算し、原点と2箇所の応答計算点を通る双曲線で近似して推定した。表-1に推定結果を表示する。

(4) 基盤加速度の推定

最大加速度を推定する式は、これまで数多く提案されているが、今回次のような最大加速度の推定式を新たに

表-1 双曲線で近似した応答曲線の係数

区分	応答曲線: $Y = bX / (X - a)$, X : 基盤加速度, Y : 地表加速度								
	八戸波入力		新菊川波入力		地盤 H_w	八戸波入力		新菊川波入力	
	a	b	a	b		a	b	a	b
1	-393.3	540.9	-68.75	176.2	13	-501.4	843.1	-268.2	611.3
2	-400.1	934.9	-174.6	270.6	14	399.400	-450.400	13.210	-30.020
3	-194.0	503.4	-159.7	301.7	17	-274.4	701.8	-364.7	437.4
4	-3329	6919	-149.9	556.2	18	1483	-2297	-284.9	1077
5	-386.2	1089	2933	-5387	19	-1012	1707	-2092	3099
6	4856	-8995	-758.1	1720	20	-1426	2201	-252.0	772.2
7	1895	-2196	-722.0	2772	21	-1399	1810	-567.2	1854
9	-736.6	1329	-297.7	425.9	23	-5246	5719	46050	-88750
10	-230.5	997.9	-142.9	571.4	24	-25960	26380	-28470	49200
11	-854.1	1836	-158.2	604.0	25	-41290	42810	31800	-45300
12	2060	-2581	-955.5	1827					



(a) 八戸波 (b) 新菊川波
 図-3 入射地震波形とそのフーリエスペクトル

導いた (中村・富田, 1984).

$$\log A = 0.168 \cdot M - 0.5 \cdot \log(\Delta + H) - 0.0551 \times 10^{-0.156M} \times \Delta + 1.86$$

H: 震源深さ (km)

用いたデータセットは東海道新幹線沿線の SMAC-B 2 強震計による地盤上の観測データのうち、平均 13 地点で観測された 21 地震 (M=4.8~7.0) の最大加速度 (水

平 2 方向の内大きい方) である。

図-4 は M=7 近くの地震の観測値と上式の推定曲線を比較したものである。この図には他の推定曲線も示しているが、実測データとの整合性は上式が最もよい。この図に見られるように M=7 程度までの地震に対しては、上式は結果的に基盤における最大加速度を与えると考えてもよいと思われる。

東海地震の諸元は 図-5 のように想定されている。上式を導く際に用いたデータには M>7 の地震のものが入っていないので、上式により M=8 の地震による最大加速度を推定するにあたって若干の検討を行った。この結果、M=8 程度の地震に対してのみ上式による値を 1.3 倍したものを推定最大加速度とすることとした。M=8 の場合の各推定式による最大加速度の減衰曲線を 図-6 に示す。

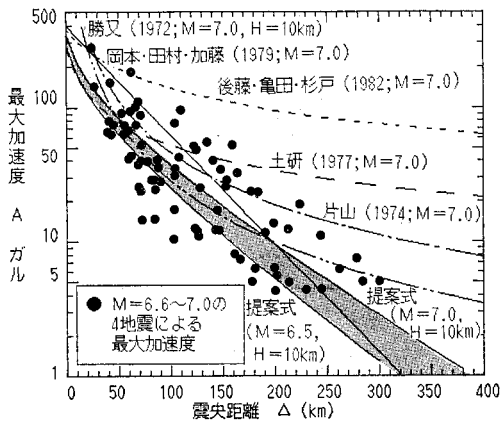


図-4 各種推定式と観測値の比較 (M=7)

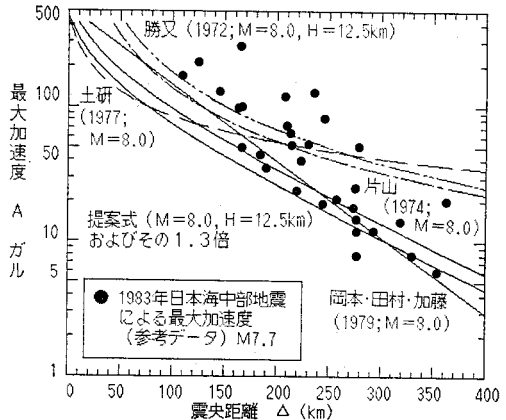


図-6 各種推定式

「昭和52年度東海地域震災対策調査報告書」建設省による想定

震源地：御前崎沖から駿河湾内に至るいわゆる駿河トラフ沿いの線から西方にかけての天竜川附近まで。
 マグニチュード：8.0
 断層モデル：長さ：100km
 幅：50km
 傾角：30°
 変位：3m

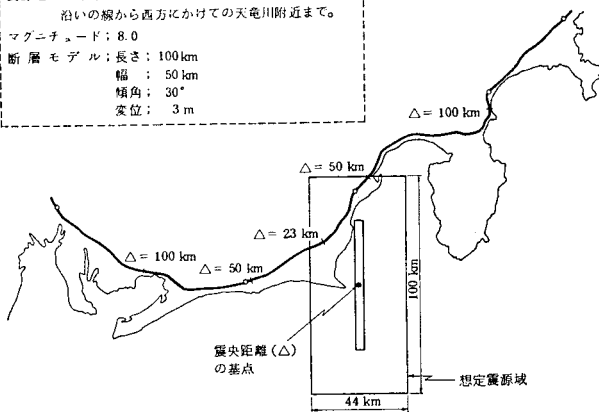


図-5 東海地震の想定諸元

2. 走行安全性と構造物の変形限度

(1) 軌道に関する課題

鉄道線路の大部分は、レールとまくらぎとで構成される軌きょうを土路盤上に道床を介して保持する、いわゆる土路盤上有道床軌道である。この線路を走る列車の地震時における走行安全に関しては次のような問題がある。

- ① 地震時による動的な効果により道床抵抗力が減ることによる軌きょうの安全性。
- ② 地歪によりレールの軸圧力が増加することによる軌きょうの変形。

- ③ 列車が振動する軌道上で軌道に変状を生じなくとも脱線あるいは転覆する危険性
- ④ 最近の新幹線における高架橋等鉄道構造物とスラブ軌道の大量採用に伴って注目されてきた構造物間における変位規制。

① については 構造物設計震度 の程度では問題のないことが明らかにされており、② については軟弱地盤箇所において橋台裏あるいは分岐器等構造の不連続箇所問題となることがある。しかし、下部構造が十分強固であれば問題を生じないことが知られている。③ については軌道の変状に関する記録は明らかでないが、過去における脱線について分析の結果、被害を生ずるのは震度 V 以上の地震で特に台車形式の車両で被害を受けたのは昭和 23 年の福井地震（マグニチュード 7.2、震度 VI）だけで、昭和 39 年の新潟地震（マグニチュード 7.5、震度 V）では全く被害は生じていない。道床が流れ出すような被害を生ずるのは左右方向では 8 m/s^2 、上下方向で 13 m/s^2 の加速度における場合であることが明らかにされており、列車の走行安全に関しては地盤から軌道に至る構造物の構成が重要であることが明らかにされている。④ は隣接構造物間における折れ角と目違いが高速走行と軌道の変形に及ぼす影響に関して論じられるものである。

以下ではこれらの問題に関連して検討されたうち、まず走行安全に関する基本的な考え方と構造物の変形限度について述べる。

(2) 走行安全の判定条件

走行安全に関しては、脱線、転倒の防止が前提となるが、脱線に対する判定条件としては従来から横圧 Q と輪重 P との比 Q/P が用いられており、その限度値は一般的には 0.8 とされているが、地震時には希な現象であることも考え、1.2 とされている。全国新幹線網の

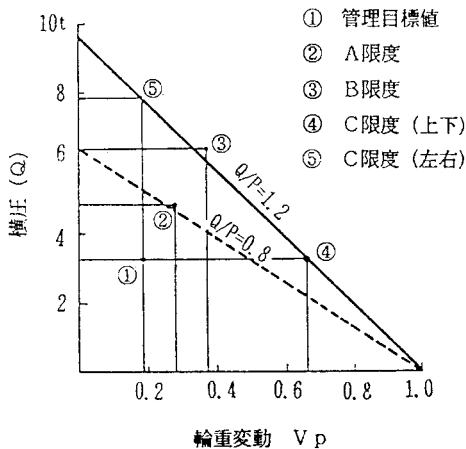


図-7 走行安全を考慮した輪重変動および横圧限度

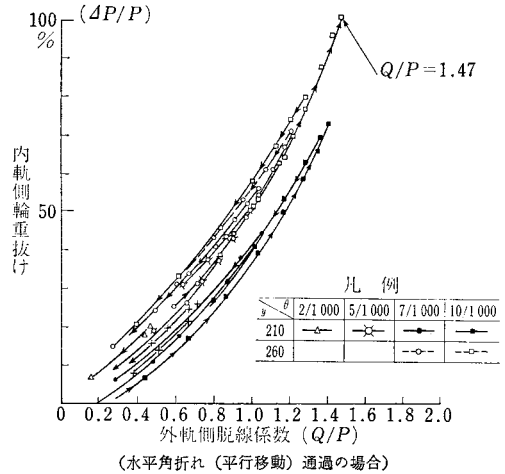


図-8 同一輪重における脱線係数と輪重抜けの関係

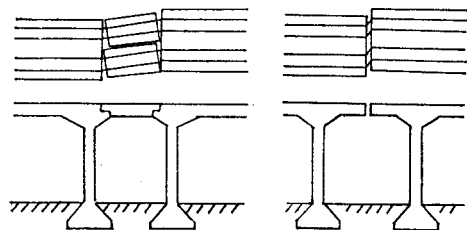
建築物設計標準の策定に際しては、図-7 に示す走行安全の限度について検討し、地震時については上下左右方向の振動の管理値も考え C 限度を用いることとされた。

転倒については、その要因として車両に作用するレール変位、慣性力などが考えられる。転倒と脱線の関係に関連してシミュレーションを行った結果、角折れ箇所通過時の内軌側輪重抜けと外軌側脱線係数の関係が 図-8 のようになっており、外軌側脱線係数 Q/P が 1.2 以下であれば内軌側輪重抜けは 80% 以下となり通常予想される範囲では、転倒は発生しないと考えられた。さらに地震時軌道模擬試験装置による試験の結果からも同様の結果が得られた。

また、地震動に伴う構造物の振動と車両の振動との連成を考え、構造物の固有振動数は 1 Hz 付近を避けるように設計されている。

(3) 線路構造物の変形限度

高架橋等の剛な構造物においては、その変形の代表的なものとして 図-9 に示す角折れおよび目違いがある。また、これらの剛な構造物と盛土との境界部分では、盛土の沈下により高低差を生じることがあり、一般の高架橋等の桁相互の変形に比べて大きな変形を生ずる。東北・上越新幹線における高架橋の構造の選定にあたり、図-



(a) 角折れの例 (b) 目違いの例
図-9 構造物の角折れ・目違い

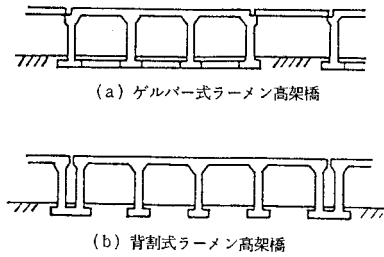


図-10 構造形式の例

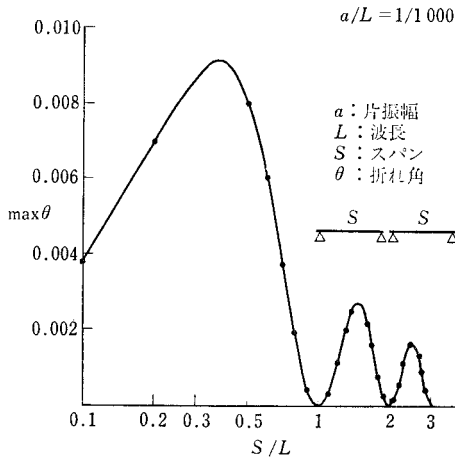


図-11 等径間橋梁の最大折れ角

10 に示すようなゲルバー式高架橋、背割り式高架橋が提案されたが、これらはいずれも地震時の目違いを低減あるいはなくすることを考慮したものである。

このような高架橋及び橋梁等の継目部における地震時の変形性状を次の仮定に基づいて計算した例を示したのが図-11 である。

- ① 地震時の地盤変形を正弦波と見なす。
- ② 橋脚は地盤と等しく横方向に変位する。
- ③ 橋軸方向の橋脚間隔の変化量はないものとする。

この図は等支間の橋梁が連続した場合の最大の折れ角を示している。この図は変位振幅と波長の比 a/L が

表-2 構造物の許容不同変位目標値 (地震時)

変位の方向	列車速度 (km/h)	目 違 い (mm)	折れ角 (θ) (1/1000)			
			平行移動		折れ込み	
			$l < 30\text{ m}$	$30\text{ m} \leq l$	$l < 30\text{ m}$	$30\text{ m} \leq l$
鉛 直	70	20	20	20	20	20
	110	20	20	20	20	20
	160	20	18	16	20	18
	210	16	12	10	14	11
	260	11	8.5	7	9.5	7.5
水 平	70	10	12	12	12	12
	110	10	9	12	11	12
	160	10	6.5	7.5	8	9.5
	210	10	5.5	5	6.5	6
	260	6	4.5	4	5.5	4

1/1000 の場合を示しており、折れ角 θ は a/L に比例して支間が波長の整数倍のとき零となる。これらの検討の結果により、地盤の蛇行波長に応じた構造物の最適支間が求められる。これらの構造物における変形限度に関しては、レール応力、レール圧力、レール横圧および走行安全に関して検討の結果、地震時の限度値として表-2 に示す許容変位目標値が定められている。

3. 盛 土

(1) 盛土の破壊形式

明治の鉄道開業以来、約 30 回の地震で鉄道盛土は大なり小なりの被害を受けている。特に昭和 39 年の新潟地震や昭和 43 年の十勝沖地震の際には、盛土が大被害を受けたため(写真-1)、大規模な被害調査が実施された。その結果、地震による盛土の被害は軟弱地盤上で多く発生し、その被害形式は図-12 に大別できることが分かった。

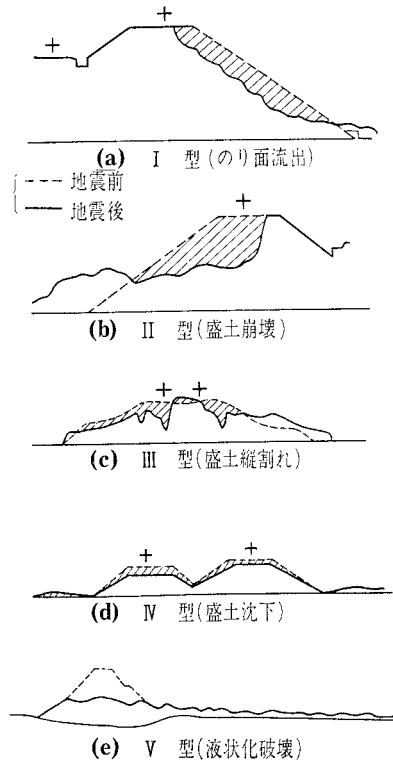


図-12 地震による盛土破壊形式

(2) 盛土の振動実験

盛土の地震による破壊機構の詳細な解明と、有効な耐震強化工法の確立のために、大型の振動台を製作して実

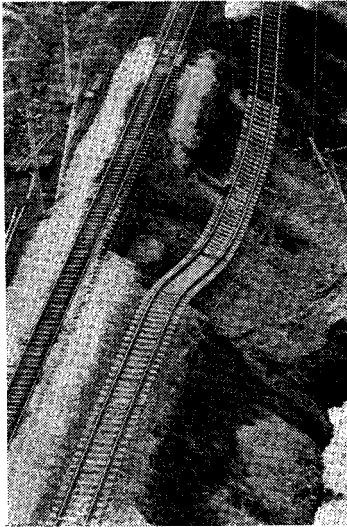


写真-1 地震による盛土破壊

験を行うとともに、その結果の解析を行った。振動実験では最初に実物の4分の1相当の盛土と飽和軟弱地盤を砂質土でつくり、最大400Galの加速度を作用させて、各形式の被害を再現するとともに破壊機構を調べた。軟弱地盤上の未強化盛土の実験結果は図-13に示されており、盛土は大きい沈下と亀裂を伴って破壊している。これらの実験によって盛土の大被害は、主として水で飽和した土に地震動が作用すると動的過剰間隙水圧が発生し、それに伴ってせん断抵抗が減少して生じることが明らかになった。また、盛土の耐震性を高めるには、盛土や地盤を強化する工法や、動的過剰間隙水圧の発生を防止する工法、地盤の側方流動を防止する工法等を施せばよいことが明らかになった。

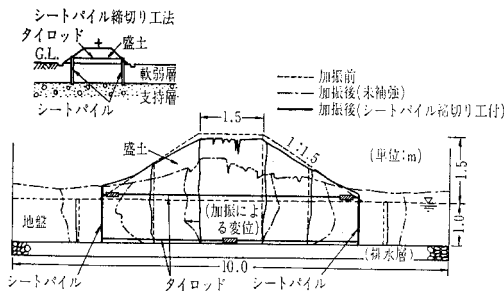


図-13 振動実験結果

耐震効果の大きい工法として、主に地盤の側方流動防止工法に属するシートパイル締切り工法がある。これは盛土の両り尻付近の地盤にシートパイルを良質な土層まで打設して、その上端を互いにタイロッドで締結する工法である。この工法を施したときの実験結果も図-13に示されており、盛土に発生した沈下や亀裂は小さ

く、盛土はほぼ原形を保つことができた。

(3) シートパイル締切り工法

予想される東海地震の震源に比較的近く、地震動も大きく発生する地域内にある東海道新幹線には、軟弱地盤上の盛土が多く存在している。しかし、東海道新幹線は現在営業中であり、列車を走らせながらその盛土の強化工事を行う必要がある。そのため、施工空間に制約があることや、施工時にも盛土に変状を生じさせないで列車の走行安全性を確保する必要があること等の条件から、シートパイル締切り工法が最適の工法であると判断して、現在、この工法を用いて東海道新幹線の軟弱地盤上の盛土の強化工事を行っている(写真-2)。

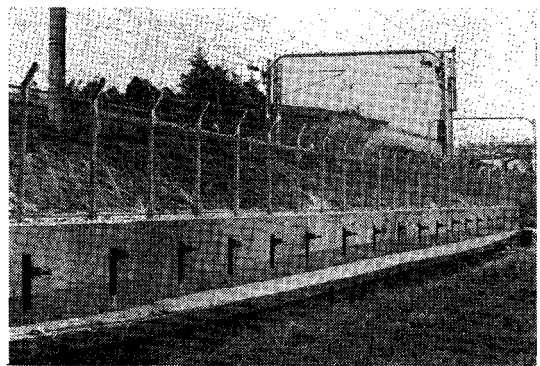


写真-2 シートパイル締切り工法によって補強された盛土

4. 基礎・抗土圧構造物

(1) 基礎の耐震設計

国鉄における鉄道構造物の耐震設計体系を図-14に示す。構造物の地震時の挙動に大きく影響する要因は、基礎地盤の条件と構造物の振動特性である。過去の震害例を見ると、地盤が軟弱な場合に被害が大きくなっているが、これは良質な地盤に比べ軟弱地盤では地震動による地盤変位量が大きいためその一因と考えられる。このため、地盤変位量が大きいと想定される地盤を「特殊地盤」として区分し、この場合、基礎の設計や構造物の変位量算定にあたっては、地盤の変位を考慮する「応答変位法」を用いることとしている。

特殊地盤となる条件は、基盤より上方の表層N値が表-3のいずれかに該当するもの、または表層N値が粘性土で8未満、砂質土で15未満であって、かつ地盤面の変位量が3cm以上の場合である。

構造物は、地盤を考慮した構造物の固有周期によって剛構造物と柔構造物に区分し、剛構造物に対しては震度

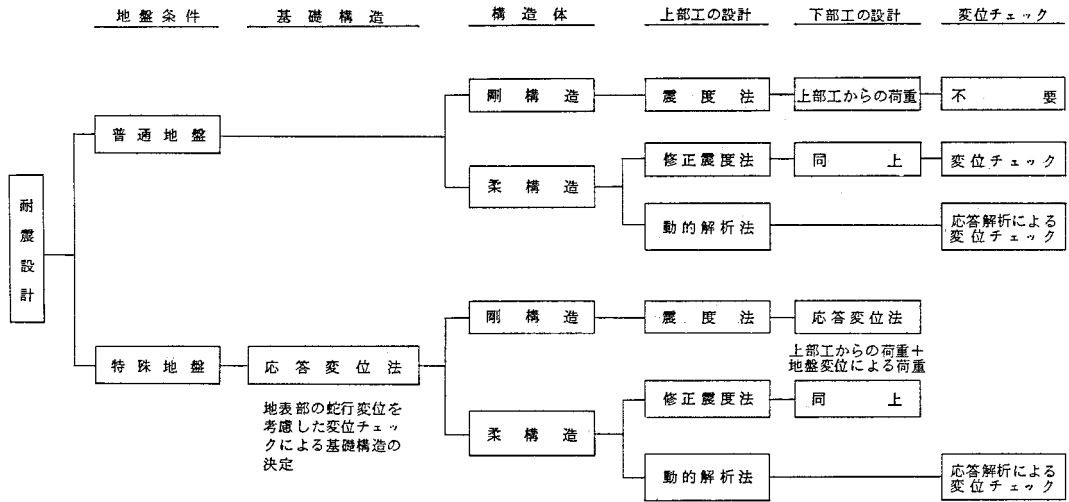


図-14 耐震設計体系図

表-3 特殊地盤条件表

粘性土		砂質土	
N 値	層厚	N 値	層厚
N=0	2m 以上	N ≤ 5	5m 以上
N ≤ 2	5m 以上	N < 10	10m 以上
N < 4	10m 以上		

表-4 構造物の固有周期

橋梁形式	基礎形式	固有周期 T (sec)	適用範囲
桁式高架橋	直接基礎、くい基礎	0.38 δ ^{0.16} 0.034 δ ^{0.75}	δ ≤ 25 mm δ > 25 mm
	ケーソン基礎	0.24 δ ^{0.15} 0.034 δ ^{0.75}	δ ≤ 25 mm δ > 25 mm
ラーメン高架橋	直接基礎、くい基礎	0.14 δ ^{0.50}	—
多径間連続橋	—	固有値解析による	—

注：δ(mm) は 0.1 の水平震度が作用したときの橋脚先端における水平変位量、回転変位量および曲げ変形量の和とする。

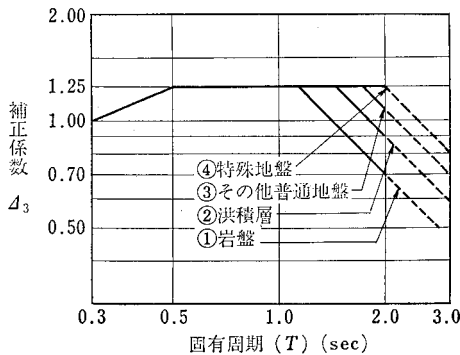


図-15 補正係数 A₃ の値

法，柔構造物に対しては構造物の動的特性と地盤による

入力地震動の特性とを評価する修正震度法，または動的解析法を用いることとしている。構造物の固有周期は震度法で 0.1 の水平震動を作用させた時の構造物先端での変位量から表-4 により求め，固有周期 0.3 秒を境界として剛・柔を区分しており，また柔構造のうち固有周期 2 秒を超える長周期の構造物については高次モードを考慮して動的解析を行う。なお修正震度法で用いる地盤種別と構造物の固有周期に応じた補正係数は，道路橋耐震設計指針等を基本とするもので，図-15 に示す。

基礎の設計で大きな特徴となっている応答変位法は次のような順序で行われる。この場合地盤の強さから図-16 に示す A 地盤，B 地盤，C 地盤に地盤状態を区分する。

a) 表層地盤のせん断弾性波速度 V_s より表層地盤の固有周期 T を求める。A 地盤では式(1)で与えられる。

$$T = 4 \cdot l / V_s \dots \dots \dots (1)$$

ここに， l は表層地盤の厚さである。

b) 地震時の設計地盤面の変位量 A_h を求める。A 地盤では式(2)で与えられる。

$$A_h = 0.20 \cdot T \cdot S_v \cdot K_h' \dots \dots \dots (2)$$

ここに， S_v は地盤の応答速度の基準値で， T の関数としてグラフで与えられるものであり， K_h' は標準設計水平震度に地域別係数を乗じた値である。

c) 地盤変位の鉛直分布は図-17 に示し，A 地盤では式(3)で与えられる。

$$f_a(x) = A_h \cdot \cos(\pi \cdot x / 2 \cdot l) \dots \dots \dots (3)$$

d) 基礎の変位量および基礎く体の応力を求める。基礎は変位する地盤によって強制水平力を受けるので，杭基礎またはケーソン基礎の構造特性に応じた釣合式を

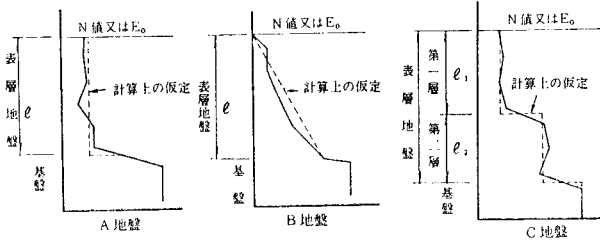


図-16 地盤状態

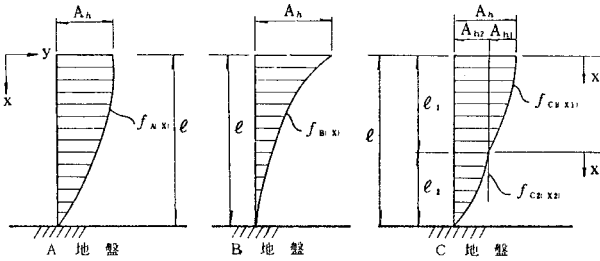


図-17 地盤変位の鉛直方向分布

解くことによって算出される。国鉄においては、設計の便を考慮し、基礎天端の変位量および基礎の任意断面における曲げモーメントが求められる図表を作成してある。

e) 基礎く体の応力度および構造物の変位量の照査。応答変位法を用いた場合の許容応力度は、コンクリートに対して許容圧縮応力度 $=0.85 \times$ 設計基準強度とし、鉄筋および鋼材に対して引張り、圧縮とも許容応力度 $=$ 降伏点応力度としている。また、算出された構造物の変位量が 2. に示した走行安全性や軌道整備等を勘案した許容変位量以下であるかどうかを検討する。この際、地表面上における地盤変位の波長を考慮して、軌道の目違いや折れ角を求めることとしている。

(2) 橋台裏盛土の沈下対策

東海地震対策として、東海道新幹線において橋台裏盛土の沈下対策を実施している。過去の地震において橋台背面の盛土が大きく沈下し、橋台本体の沈下量が小さいため、著しい段差が生ずる現象はしばしば見られる。橋台背面部の盛土の沈下量は、盛土自体の体積変化や支持する軟弱地盤の変形係数の低下によるものに加え、橋台が前方へ変位したときに盛土が落ち込む、いわゆる「ゆり込み現象」によって表わされると考えられる。基本的な対策としては、相対する橋台のフーチング間にストラットを設けたり、シートパイルと腹起しをアースアンカーで支持して橋台の水平変位を抑える工法としている。さらに背面盛土に裏込注入を実施することも状況に応じて考えている。

5. コンクリート構造物

(1) 地震の大きさと要求される機能

地震に対して構造物の保持すべき機能は、地震の大きさとの関係を明らかにして考えることが大切である。耐用期間中に比較的多く生ずる中小地震と耐用期間中に生じるか生じない程度の大地震では、保持すべき機能は当然異なる。大地震に対してはコンクリート構造物は破壊せず、補修可能な程度の損傷であるとともに、桁の落橋や大幅な移動の生じないことが要求されている。中小地震に対しては、コンクリート構造物は弾性挙動を示すと考えられている。

(2) 耐震設計

コンクリート構造物を設計する場合は建築物設計標準によっている。地震荷重に対するコンクリート構造物(フーチング以下の基礎を除く)の設計に用いている荷重の組み合わせは、

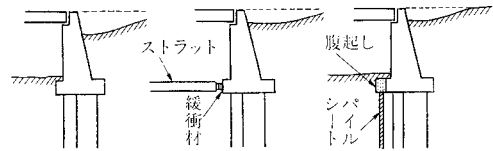


図-18 橋台裏の対策

「死荷重+列車荷重+1.5×(地震の影響)」とし、設計震度を5割増した震度を用いて、断面の破壊耐力に対する安全性の検討を行っている。またこの他に、耐震上の構造計画での配慮や耐震に関する一般構造細目が定められている。構造計画においては、ねじりの生じないように剛心と重心を合わせる等について述べられており、一般構造細目においては、部材のじん性率を4以上確保することを目標として、主としてせん断補強筋の量、配置、形状等について定められている。その他、橋脚等における鉄筋の途中定着する場合の設計法が示されている。じん性率とは、部材の変形性能を表わす指標で一般に正負繰返し加力実験で求められているが、終局変位(変位を大きくしてゆき、降伏耐力を下回るときの最大変位)を降伏時の降伏変位で除した値をいう。またその他、支承部の設計において落橋の生じないようにストッパーの設置や、桁座、桁端の設計を細かく規定している。

(3) 既設構造物に対する耐震評価

鉄筋コンクリート構造物の耐震性能は、その降伏後ま

を含めた変形性能で評価できる。部材あるいは構造物の荷重、変位の関係（復元力特性）を降伏以後も含めて求め、これを用いて構造物をモデル化し、定められた地震波を入力して応答解析を行えば最大変位が求まる。この最大変位に対して、部材あるいは構造物の変形能力がそれ以上であれば、この部材あるいは構造物は破壊しないと評価できる。国鉄においても多くの供試体による載荷実験を行うとともに、他機関での実験も参考とし通常の橋脚については、変形性能をほぼ計算で求めることを可能としている。

(4) 耐震補強

耐震評価の結果、耐震性能が劣ると判断された場合は耐力あるいは変形能力を向上させることが必要となり、機能維持のために耐震補強も行われている。

補強の他に地震被害を受けた場合のすみやかな復旧をめざした補修方法の検討も行われている。

a) 補強法

検討を行っている補強法としては、① 外巻きコンクリート、② 鋼板巻き、③ 鋼帯板巻き、④ 壁の追加、等がある。外巻きコンクリートは、既設の橋脚く体を鉄筋コンクリートで包むものである。橋脚下端の曲げ耐力を大きくするには、追加する鉄筋を十分にフーチングに定着することが大切で、スターラップ、ジベル鉄筋を適切に配置すれば、ほぼ一体としての耐力まで向上する。部材断面を大きくすることが許される場合は非常に効果的な補強となる。

鋼板巻き、鋼帯板巻きは変形性能の向上に非常に効果的である。コンクリートの剥落を鋼板や帯鋼板にて拘束することにより防ぎ、変位が大きくなっても耐力の低下を少なくすることができる。この方法は、完全に併合させることが大切である。またく形断面のものより円形断面の方が効果的であり、く形断面の場合は断面寸法の小さい方が効果的となっている。大きく形断面では拘束効果が薄れてしまうので何らかの工夫が必要と考えている。壁の追加は耐力の大幅な増加が期待でき、ラーメン高架橋等で効果的である。

b) 落橋防止工、目違い防止工

橋桁の落橋を防ぐために新設の橋桁にはすべてストッパーが用いられているが、既設のものは沓のみで水平力を伝える構造のものが多く、シューの材質も粘りの少ない F_c 材等が用いられている例が多い。これら既設の橋梁に対して落橋防止工の施工が行われている。この落橋防止工には、上部工、下部工の形式、種類等により、① 下部工頭部の振幅および桁受け（図-19）、② 桁連結工（図-20）、③ ずれ止め工（図-21）があり、併用して用いられている。

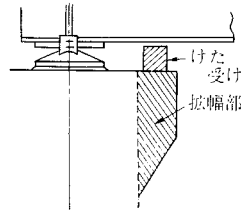


図-19 けた座振幅

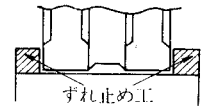


図-21 ずれ止め工

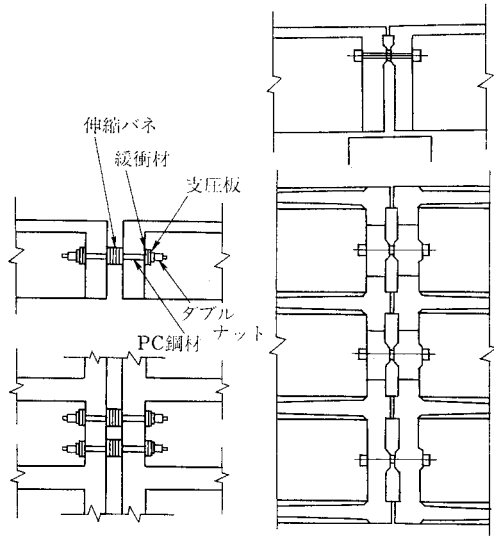


図-20 桁連結工

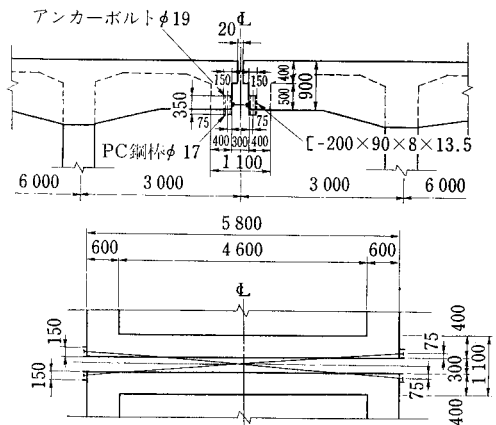


図-22 目違い防止工

鉄筋コンクリートラーメン高架橋のうち張出し式ラーメン高架橋は、高架橋の相対変化がこの突き合わせ部に集中し、この相対変位が大きいと列車の安全運転に支障をきたすことになる。この相対変位の大きくなりそうな地形に存在する高架橋に対して目違い防止工（図-22）が施工されている。この構造は張出し部の空間を利用してPC鋼材をX形に配置し、隣り合った高架橋を結ぶものである。

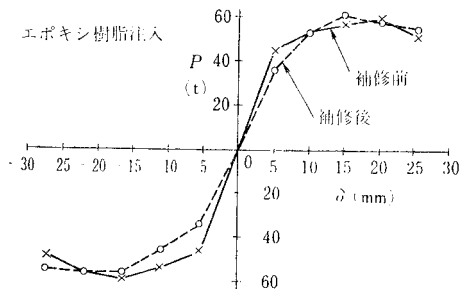


図-23 荷重-変位曲線の包絡線

e) 補修法

大地震の生じた場合、被害を少なくすると同時にもう一つ大切なことは、被害に対する適正な判断とすみやかな補修である。

被害に対する適正な判断とは、危険な場合に対する交通止はもちろん、そのままの状態を認めながらの復旧が可能なら、できるだけすみやかに運転を再開させることが重要である。

ひびわれに対しての補修については、エポキシ樹脂注入の効果について明らかとされてきている。降伏した部材も注入のみで、十分元の耐力と変形性能に回復することが明らかとされている(図-23)。ただし、初期剛性は若干低下する。

あとがき

耐震設計や耐震補強の基準を作成したり改訂するにあたっては、構造物の安全性を確保することと、経済性等の調和も考慮して行う必要があり、研究途上の問題も多いことから、できるだけ新しい成果も取り入れて逐次改善するようにし、耐震的により合理的な構造物を設計・施工するようにして行くべきと考えている。

参考文献

- 1) 阿部英彦・涌井 一・中村 豊：大規模地震に対する鉄道沿線の地震予測，鉄道技術研究報告，No. 1216，1982年。
- 2) 日本海中部地震調査研究グループ：1983年日本海中部地震調査報告，鉄道技術研究報告，No. 1267，1984年。
- 3) 建設省：昭和52年度東海地域震災対策調査報告書，1978

- 年。
- 4) Kanai, K., Tanaka, T. and Yoshizawa, Y.: Comparative Studies of Earthquake Motions on Ground and underground (Multiple Reflection problem), Bulletin of Earthquake Research Institute, Vol. 37, 1959.
- 5) 勝又 護：地震動の最大加速度の推定，経験地震時報，第37巻，第3号，1972年。
- 6) Katayama, T.: Statistical Analysis of Peak Accelerations of Recorded Earthquake Motions, Seisan Kenkyu, Inlerat of Industrial Science, University of Tokyo, Vol. 26, No. 1, 1974.
- 7) 建設省土木研究所：昭和51年度総合技術開発プロジェクト耐震技術に関する研究開発総合報告書，土木研究所資料第1250号，1977年。
- 8) 後藤尚男・亀田弘行・杉戸真太：地震動の最大地動予測におけるN値を用いた地盤条件の評価法について，土木学会論文報告集，第317号，1982年。
- 9) 岡本舜三・田村重四郎・加藤勝行：岩盤地帯の地震動の最大加速度について，第15回地震工学研究発表会，1979年。
- 10) 中村 豊・富田健司：最大地震動加速度の推定式，第39回土木学会年次学術講演会，第1部，1984年。
- 11) Yoshihiko SATO and Shigeru MIURA: Deformation of Railway Track and Running Stability of Train in Earthquake, The 61th Conf. of Earthquake Eng.
- 12) 佐藤吉彦・三浦 重：走行安全および乗心地を考慮した線路構造物の折れ角限度，鉄道技術研究報告，No. 820，1972年8月。
- 13) 三浦 重：走行安全性を考慮した線路構造物の折れ角限度，第32回土木学会年次学術講演会講演概要集(第V部門)，昭和52年10月。
- 14) 佐藤吉彦・田村浩一・神谷良陳：地震時における構造物の変形，第13回土木学会地震工学研究発表会講演概要集，昭和49年7月。
- 15) 佐藤 裕・平田五十：構造物の変位とスラブ軌道，鉄道技術研究報告，No. 801，1972年3月。
- 16) 土田 肇・倉田栄一・須藤克子：1968年十勝沖地震とその余震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No. 80，1969年。
- 17) 野沢太三・那須誠ほか：盛土の耐震補強対策，地盤と基礎の地震災害シンポジウム，土質工学会，昭和58年5月10日，pp. 97~104，1983年。
- 18) 野沢太三・那須誠ほか：鉄道盛土の耐震強化工法に関する実験的研究，鉄道技術研究報告，No. 1246，1983年8月。
- 19) 山本 強・石橋忠良・大坪正行・小林晋爾：鉄筋途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集第348号/V-1，1984年8月。
- 20) 石橋忠良・吉野伸一・青木桂一：鉄筋コンクリート部材のじん性率，構設資料 No. 79，昭和59年9月，日本鉄道施設協会。(1985.1.10・受付)