

第Ⅲ編

耐震設計で考慮すべき設計条件

第Ⅲ編 耐震設計で考慮すべき設計条件

本編の執筆及び編集は、トンネル耐震設計性研究小委員会内に平成4年末に設けられた3つのワーキンググループ(A.機能, B.調査, C.設計)のうちのBグループが担当した。

執筆に先立ち、まず、既往の研究成果、現設計手法、設計上の課題などについて各機関にアンケートを依頼した(平成5年5~6月)。次に、主要機関から講師を招き、勉強会を2ヶ月に1回の頻度で10回程開催し、その間、川崎沈埋トンネルの工事現場見学も実施した。それらの成果を基に、平成6年5月から原稿の執筆作業に入ったが、平成7年1月の兵庫県南部地震のため一時中断を余儀なくされた。メンバー全員が震災後の対応に多忙な中、それ以前の成果だけで原稿をとりまとめてしまう選択肢もあったが、それは小委員会の使命に照らして適切な選択ではないという意見が大半を占めた。よって、3月にはトンネルの震害について現地調査を行い、震害の実態を踏まえて報告書の内容を再吟味するため、さらに10数回の編集会議を経て本編のとりまとめに至った。

本編は、過去の地盤・トンネルの地震被害に立脚し、一方トンネルの耐震設計に必要な地震情報と地盤情報、荷重要素、覆工の評価基準などについて、主に観測・実験・理論などの実績と設計の実務の現状を踏まえて、耐震設計実務上の基本事項のうち重要な調査(地震・地盤)、設計用荷重要素、設計地震動、設計基盤面、構造物の安全性の5項目を抽出してまとめたものである。

内容のうち、特筆した事項は以下の通りである。

①地震情報としては、最近クローズアップされている活断層調査について、当該対象物への適用には技術的に未だ尚早と考え、図書資料を基本とした。しかし図書資料に乏しい地域に対応するため、参考に原子力発電所で体系化された断層調査について紹介した。

②地質・地盤情報では、大ひずみ時の地盤の挙動を適切に設計に反映するために動的地質調査の重要性にふれた。

③設計地震動の設定では、

a) 当面、2つの設計地震動(レベル1, レベル2)を用いた段階設計を行う

b) 設計地震動は当該地周辺の活断層分布と地震発生特性から強震動を予測することを基本とするとした。

④耐震設計上の基盤面は慣用定義でなく長大な構造物の特徴から、新たに構造物に最も影響の大きな振動モードを決定付ける面(節)の位置に規定した。

⑤構造物の安全性の検討について、鉄筋コンクリート構造物を中心に記述した。

構造物の耐震性能を3つに分類し、Ⅱ編で示した構造物の機能水準と耐震性能との関係を設計地震動別に示した。また、曲げ破壊先行型の部材について部材損傷レベルを4つに分類し、構造物の耐震性能と各部材が許容される部材損傷レベルとの関係を示した。

本編で、各章、節は分担執筆者が異なるため、多少、内容に濃淡があり、かつ積み残した重要な事項があるかと思われるが、今後の知見進歩を期待し、あえて標準化を避けた点もあることを断りたい。

1. 総説

地中構造物の耐震設計にあたっては、第Ⅱ編に示した構造物の種類、機能水準とその重要性に応じ、本編第2章「調査」の結果に基づいて、第3章「耐震設計に考慮すべき荷重要素」に示す荷重要素に対して、第Ⅳ編「耐震設計法」の方法により設計を行い、第6章「構造物の安全性」を参考に、地震時に構造物の一部または全てが安全にその機能を保持し、あるいは安全を確保できるよう確認する必要がある。設計に用いる許容値は、荷重条件と確保すべき機能の程度に依存するものであり、この報告書に示すように適切な判断をする必要がある。

さらに、第Ⅱ編「トンネルの機能確保」を参考にして、地震時の安全と機能を保持することを期さねばならない。

【解説】

道路・鉄道トンネル、通信・電力用とう道、地下街などの地中構造物は大地震に際しても比較的安全であるとされてきた。実際、兵庫県南部地震に際しても、他の構造物に比べて被害の程度は著しく小さく、耐震的であることが実証されたが、地下鉄駅舎部などで大きな被害が発生した例もある。一方、軟弱地盤の中を通過する地下鉄や沈埋トンネルなどには、大地震を経験していないものもあり、合理的な耐震設計法の確立には、なお、資料の蓄積が必要である。このような地中構造物の地震時挙動は、土層の厚さや硬軟、三次元的な広がりなど地盤条件によって異なるが、直接的には周辺地盤の変位やひずみなどの量によって大きく影響される。特に、レベル2の地震においては、砂地盤の液状化現象や粘土の降伏などが発生するので、地盤材料の非線形特性や流動特性などの物理量を把握しておく必要がある。

このような状況と地中構造物の重要性に鑑み、第2章「調査」に示す方法による調査結果に基づいて、第3章「耐震設計に考慮すべき荷重要素」に示されている事項について安全性を検討することが必要となる。特に地震時においては、第5章「耐震設計上の地盤面と基盤面」の記述を考慮に入れて、第4章「設計地震動」に示す方法により入力地震動あるいは設計地震動を算定し、第Ⅳ編「耐震設計法」に述べる設計法に基づいて解析を行い、第6章「構造物の安全性」に示す判断基準に従って検討することが望ましい。また、建設後の構造物については、その挙動を把握するために第2章「調査」に基づいて挙動を観測することを推奨し、第Ⅱ編「トンネルの機能確保」の記述を参考に、保安管理、保安検査を行なう必要がある。この際、計測結果を管理に応用することも考えるべきである。

2. 調査

2.1 地震活動度の調査

地震活動度の調査は、トンネルの耐震設計に必要な入力地震動の策定に資するため、当該地点付近における地震活動度に関する資料を求めることを目的として行う。

【解説】

トンネルの耐震設計にあたっては、歴史的資料から、過去において当該地点やその近傍に影響を与えたと考えられる地震、および、将来トンネルに影響を与える恐れのある活動度の高い活断層を文献資料などによって調査することが必要である。

調査は、地質調査所、各都道府県発行の地質図・同説明図書および地質関連学会誌等の公刊文献により行われるのが一般的であるが、重要施設の建設の場合は、独自に現地調査などが行われることもある。断層は大規模なものから中・小規模のものまで多数存在するが、これらから活動性の高い断層を選別し、その分布・位置、規模とトンネル位置との関係から設計地震動を検討する。

ここでは参考に、原子力発電所の建設を対象に体系化されている断層活動性調査について紹介する。¹⁾

断層の調査では、マグニチュード 6.5 以上の震源となりうる長さ 10km 程度以上の断層および長さ 10km 未満の断層の内、文献に第四紀に活動の記載のあるもの、明瞭な変位地形を有するもの、地震活動と関連性のあるものなどが対象となる。

当該地点の基盤に最大の地震動を与える地震の震源としての断層の調査では、調査範囲は断層の長さや当該地点からの距離との関係から設定するのが妥当であり、その範囲は実質的に限定される。

適切な調査範囲を設定するためには、陸域ではまず文献調査を実施して地質構造などを把握し、長さ 10km 程度以上の断層、(線状の地形構造。断層線に沿って、浸食による溝状のリニアメントが認められることがあり、空中写真などにより活断層を探す手がかりとなる。)等を抽出する。

文献調査による解明事項は、地形、層序、地質構造および地史などの一般的記述と断層の分布およびリニアメント、基準地形面、第四紀地殻運動に関する地質資料などのほか、活火山、大規模地滑りなどである。地形・地質文献資料は多種多様であるが、公刊されているものはできるだけ網羅するものとする。文献調査結果をもとに断層の種分けを行い文献において推定されたものか、実在が報告されたものかを明らかにする。

ついで、当該地点から半径 30km 程度の範囲で地形・リニアメント調査を行い、長さ 10km 程度以上のリニアメントを抽出する。地形・リニアメント調査は、地形図および空中写真などを用いて調査地域内の地形・リニアメントを調査するものである。リニアメントを構成する地形形態の種類、その明瞭度、基準地形の種類別、リニアメントの連続性・直線性などによりリニアメントのランクを判定し、断層の存在と活動性についての検討資料とする。

これら断層・リニアメント沿いの地表地質調査を実施するほか、当該地点近傍半径 10km の範囲で詳細な地表地質調査を実施するのが妥当と考えられる。

海域は必要に応じて陸域に準ずる調査範囲および適切な調査方法，精度とする。

以上の調査結果から，

- ① 断層の存在，位置
- ② 断層の規模，性状
- ③ 断層の最終活動年代

などについて，詳細な検討を行う。これをもとに，耐震設計上震源断層として考慮する断層と考慮しない断層とに分け，入力地震動策定の資料とする。

また，地震断層のように，過去の地震の発生源となったことが明らかな場合には，活断層の規模や活動度と過去の地震の規模などについて十分に検討を行ったうえで，その活断層により想定される地震の規模および震源位置は対応する過去の地震で代表させることができる。

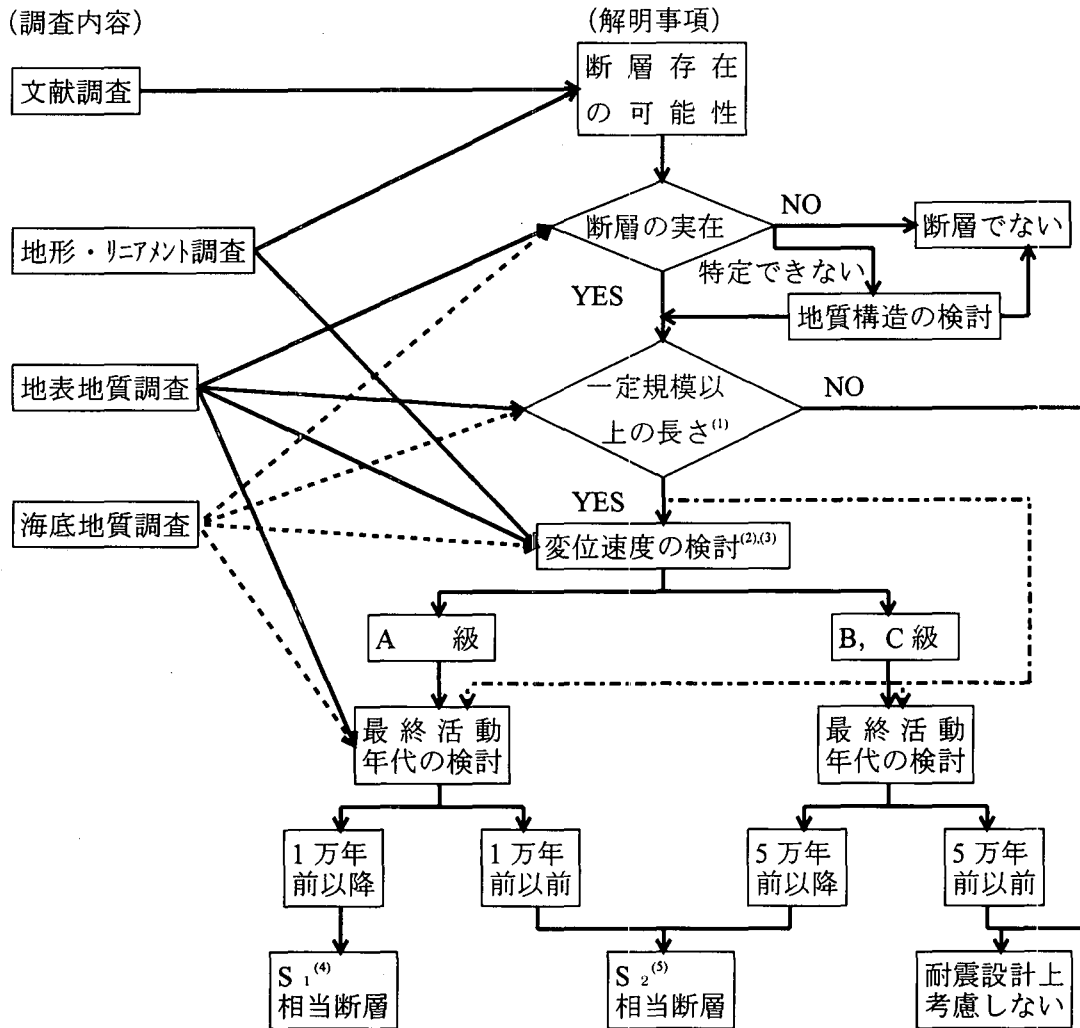
ちなみに，日本内陸の地震断層の長さ L (km) と地震のマグニチュード M との間には，過去の地震規模と活断層のずれ長さから，統計的に次の関係があるとされている²⁾。

$$\log L = 0.6 M - 2.9$$

断層からは，1回の地震によってすべてのひずみエネルギーが放出されるとは限らず，部分区間ごとに別々の地震を発生させることによって分割的に放出される場合もある。したがって，長さ L (km)の活断層において上式から得られる地震のマグニチュード M は，その活断層から生じ得る地震の規模の最大値を与えることになる。

【参考文献】

- 1) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987.
- 2) 松田時彦：活断層から発生する地震の規模と周期について，地震第2輯，28巻，地震学会，1975.



凡 例

----- は必要に応じて検討する。

- 注：(1)広域では長さ 10km 程度以上、敷地近傍ではより短くなる。
 (2)一般には、判定は困難であり、一点鎖線の経路をとる場合が多い。
 (3)平均速度 S (mm/年) は、
 A 級 $1 \leq S$, B 級 $0.1 \leq S < 1$, C 級 $S < 0.1$
 とする。

(4) S_1 相当断層：基準地震動 S_1 を発生すると想定される断層。

基準地震動 S_1 をもたらす地震（設計用最強地震）としては、歴史的資料から過去において敷地又はその近傍に影響を与えたと考えられる地震が再び起こり、敷地およびその周辺に同様の影響を与えるおそれのある地震及び近い将来敷地に影響を与えるおそれのある活動度の高い活断層による地震の内から最も影響の大きいものを想定する。

(5) S_2 相当断層：基準地震動 S_2 を発生すると想定される断層。

基準地震動 S_2 をもたらす地震（設計用限界地震）としては、地震学的見地に立脚し設計用最強地震を上回る地震について、過去の地震の発生状況、敷地周辺の活断層の性質及び地震地体構造に基づき工学的見地からの検討を加え、最も大きいものを想定する。

図 2.1-1 断層活動性調査の流れ¹⁾

2.2 地質・地盤の調査

2.2.1 地質・地盤調査

耐震設計に係る地質・地盤調査は予備調査と本調査に分けることができる。予備調査は前もって現地付近の既存の各種資料を収集し、現地踏査および本調査を効果的に進めるためのものであり、本調査は設計および施工に必要な地質・地盤の資料を得るためのものである。

【解説】

トンネルの耐震設計との関連で実施されるべき地質・地盤調査は、対象とするトンネルの条件により異なる。この報告書では、標準的な調査について説明する。調査項目が広範囲にわたっている場合もあるが、それらはいずれも耐震設計に関連して取り上げられたものである。トンネルの建設全体を対象とした場合には、この他にも多くの調査が必要となる。また、それぞれのトンネルで条件に応じ、特別の調査が必要であるか否かについて、十分検討しなければならない。表 2.2.1-1 に調査項目を示す。

表 2.2.1-1 地質・地盤調査項目¹⁾

調査種別	資料調査	踏査	先行調査	精密および特殊調査
目的	①地形・地質・地層構成の概要 ②問題となる地質の予測、以後の調査資料		①地質縦断面図作成 ②精密調査の資料	①詳細設計 ②施工法の決定
主な手法	既存資料の収集整理	現地踏査による観察	ボーリング調査	土質試験, 各種ボーリング, 特殊測定試験
調査項目	①地図類調査 ・地形図 ・地質図 ・地盤図 ②調査観測記録 ・土質調査記録 ・工事記録, 資料 ・井戸・地下水 ③自然地盤沈下	①地形・地質の観察 ②地下水調査 ③地形の変化	①標準貫入試験 ②資料採取 ③地下水位調査	①土質試験 ・土の物理試験 ・土の力学試験 ②間ゲキ水圧の測定 ③水質調査 ④地盤の変形係数の測定 ⑤揚水試験 ⑥電気検層 ⑦透気試験 ⑧酸欠空気・有毒ガスの調査

2.2.2 予備調査

予備調査において収集しておくべき既存の資料の主なものは以下のとおりである。

- (1) 地形図（必要に応じて、海底地形図を含む）
- (2) 地質図
- (3) 地盤図
- (4) 土質柱状図

【解説】

予備調査では、事前の資料収集を行う。予備調査、または本調査のいずれかで、地盤沈下および断層等の地変の調査を行わなければならない。資料収集時の着眼点として、周辺地盤の地震時の斜面崩壊および、側方流動の判定には、第Ⅳ編第3章の分類解説によるのがよい。

2.2.3 本調査

地盤について本調査で取り上げる項目は、トンネルの構造、地盤条件等を考慮し決定する。調査項目は次の三点から検討し、必要項目が網羅されるように選定しなければならない。

- (1) 耐震設計のための地震動に関係する条件を決定するのに必要なもの。
- (2) 構造設計に必要なもの。
- (3) 地盤の地震時安定の検討に必要なもの。

調査項目は、それぞれのトンネルで異なるものがあるが、主要な調査・試験は以下のとおりである。

- ・ボーリングおよびサウンディング（標準貫入試験など）
- ・サンプリングおよび試料の室内試験
- ・PS 検層
- ・密度検層
- ・常時微動測定
- ・弾性波探査

【解説】

いずれのトンネルにおいてもその耐震設計に関連して実施が望ましい調査を示した。なお、室内試験については、試験の種類も多く、そのいずれを選ぶかは一概には決め難いので、具体的な試験の種類は示さなかった。地盤に関係する調査試験の種類は多いので、それぞれの特徴をよく理解した上で調査試験の項目を選定しなければならない。地盤調査およびそれに関連する試験より定めるべき地盤の諸定数の主なものを「2.2.4 地盤調査上の留意事項」に示した。表 2.2.3-1 に各種調査試験とそれらにより求まる定数等を示した。同一の定数が2種類以上の調査試験により

求まるものがあるが、その場合、調査試験により求めた定数は、ひずみレベルによって精度が異なるので必要に応じて決定する必要がある。

なお、この試験法の内、設計基盤が数十 m を越す場合は、ボーリングなどによる調査は経費がかさむので、耐震設計の精度上、弾性波探査や、常時微動測定により把握すればよい。

表 2.2.3-1 各種調査試験とそれらにより求まる定数

実施位置	試験により求まる定数あるいは結果の適用項目		密度	変形係数	弾性波速度	ポアソン比	減衰定数	せん断定数	地盤反力係数	地質構造	流動化の検討
	試験										
地表（海底を含む）での調査	載荷試験			<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>		
	各種探査	弾性波探査 音波探査 電気探査		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
ボーリング孔を用いる調査	サウンディング	標準貫入試験	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	各種検層	速度検層		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>	
		P S 検層 反射検層 電気検層 密度検層		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
載荷試験	ボーリング孔内 載荷試験							<input type="checkbox"/>			
サンプルを用いる室内試験	静的試験	一軸圧縮試験		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>			
		三軸圧縮試験		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>			
		直接せん断試験						<input type="checkbox"/>			
	動的試験	動的三軸圧縮試験		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>
		動的単純せん断試験		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						<input type="checkbox"/>
		共振法試験 振動試験		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>	
記号 ○試験の結果、ほぼ直接的に求まるか、検討に直接的に利用されるもの。 <input type="checkbox"/> 試験の結果、間接的に求まるか、検討に間接的に利用されるもの。 (注) *縦波速度のみが求まる。 **せん断弾性係数のみが求まる。											

2.2.4 地盤調査上の留意事項

地盤調査は次の項目に留意して行わなければならない。

- (1) 地盤構成
- (2) 地質

【解説】

地盤および土の諸定数の調査は、トンネルの耐震設計並びに路線選定、トンネル形式の選定、工事計画段階から設計施工段階はもちろん、トンネル完成後の保守管理においても重要な資料として利用されるので、その調査は特に念入りに行わなければならない。なお、トンネルの耐震設計上問題となる地質については特に慎重な調査を行うよう配慮しなければならない。

1) 地盤構成調査はまず既存の各種資料の収集整理により路線全体の面的な地盤状況を把握しなければならない。資料としては次のようなものがある。

地形図（国土地理院，都市発行のもの）

航空写真（実体視可能なもの）

航空写真図化地形図（1/10,000～1/500）

地形図は最新のもののみでなく古地図も収集し、新図と対比することにより、海岸、谷の埋立等人工的な地盤の存在が把握できる。また地形図には地形状態のみでなく地盤状態が反映されているので、下記のように地形区分をすることにより表層部の地質を推定することができる。

- ・埋め立て地，造成地・・・・・・・・人工地盤
- ・沖積平野，海，河，谷底・・・・・・・・沖積層
- ・谷地，丘陵地，山地・・・・・・・・洪積層および洪積層より古い地層

通常の場合，資料調査に続いて踏査を行う。低平地における地盤調査としての踏査の意義は高くないが台地，丘陵地，これらと低平地と境界部では地形図に現れていない微地形が観察できるので地形図判読の助けとなる。また踏査の際，地元の聞き込みにより人工による地形の変化，洪水，液状化，土砂崩壊の既往歴を知ることができる。

2) 地盤調査とあわせてまず資料収集と調査を行い，当該構造物を包含するかなり広範囲の大局的な地盤構成，土質状況を把握すべきである。

- ・地盤図（東京地盤図，大阪地盤図等）
- ・地質文献（都市地盤報告書（各都市建設省計画局），震災予防調査報告会，
関東大地震調査報告書等）
- ・近傍の工事資料（建物，地中構造物調査報告書，工事記録等）
- ・深井戸柱状図

続いて，標準貫入試験を伴うボーリングを主体とした先行調査を行い，地盤の構成と各層のN値，並びに土の動的諸定数等を記入した地盤縦横断面図を作成する。その結果トンネルの耐震安全性に関する土質上の問題点が明確になるので，地盤状況に応じて必要な精密調査，特殊調査を行う。

土質調査試験項目については，表 2.2.3-1 を参照し必要に応じて選ぶとよい。

(a)標準貫入試験，試料採取

ボーリングは，特殊調査までも含めて計画路線沿いには 100m 程度以下の間隔で，下記のような特殊な場所では 50m 以下で実施することが望ましい。また，必要な場合は横断方向にも実施

するものとする。

- ・地中の埋没谷（オボレ谷）の存在が推定される場所。
- ・台地と低地の境界付近
- ・軟弱層と砂のレンズ状のはさみが推定される場合。

先行調査におけるボーリングは、路線の地質の概要を把握できる位置を精密調査の位置も考慮して選定する必要がある。

調査深度は 5.2 で規定するトンネルの耐震設計の基盤に相当する深さまで実施すればよい。基盤調査については「2.2.5 地動の測定による地盤調査」を参照する。また標準貫入試験を実施する場合は、深さ 1m 毎の打設回数を求めることを標準とするが、上記 1)～3)のような場合は 50 cm 間隔で行う事が望ましい。

試料採取時に、さっ孔に使用した泥水（ベントナイト）が混入し、粒径加積曲線等に影響を及ぼすことがあるので注意しなければならない。

(b)土の動的特性

トンネルの地震の影響を評価する場合には、動的試験を行い動的荷重に対する土の挙動を精度良く調査することが望ましい。特に、大ひずみ時の地盤挙動を推定する場合、土の動的特性の把握は必須の要件となる。

2.2.5 地動の測定による地盤調査

重要なトンネルにおいては、5.2 で定める耐震設計上の基盤面を設定するため、また、トンネルの耐震設計に必要な地盤の地震時挙動を把握するために、現地において地動の測定による調査を行う。

【解説】

重要なトンネルにおいては、耐震設計上の基盤面の設定および表層地盤の動的特性の把握のため、以下に示す地動の測定による調査を行う。

- ① 弾性波速度の調査：予定地内における弾性波速度の調査、また、必要であればかなり深部に及ぶ範囲の調査
- ② 常時微動測定：予定地における常時微動測定
- ③ 地震動観測：予定地における地震動観測
- ④ 類似の地盤における既往の測定資料等

このうち、常時微動測定、地震動測定について述べれば以下のとおりである。

トンネルの建設が計画され、建設地点がある程度定められた段階で観測を開始し、観測結果を構造物の設計に反映させようとするものであり、一般に地上および地中での常時微動、地震動の観測が主となる。この調査においては、ある特定地点の常時微動、地震動の振幅（変位、速度、加速度）を測定するほかに、地震時における地盤変位の状況を把握するために、地震動の深さ方

向分布と位相差ならびに水平方向に広がりをもつ場での振幅分布（同一時刻におけるもの）と位相差の測定が望まれる。

常時微動を利用して表層地盤の振動特性を評価する方法の例²⁾として図 2.2.5-1 に概念図を示す。

これは、地表で観測された水平動と上下動の常時微動のスペクトル比によって表層地盤の応答特性を推定する方法である。

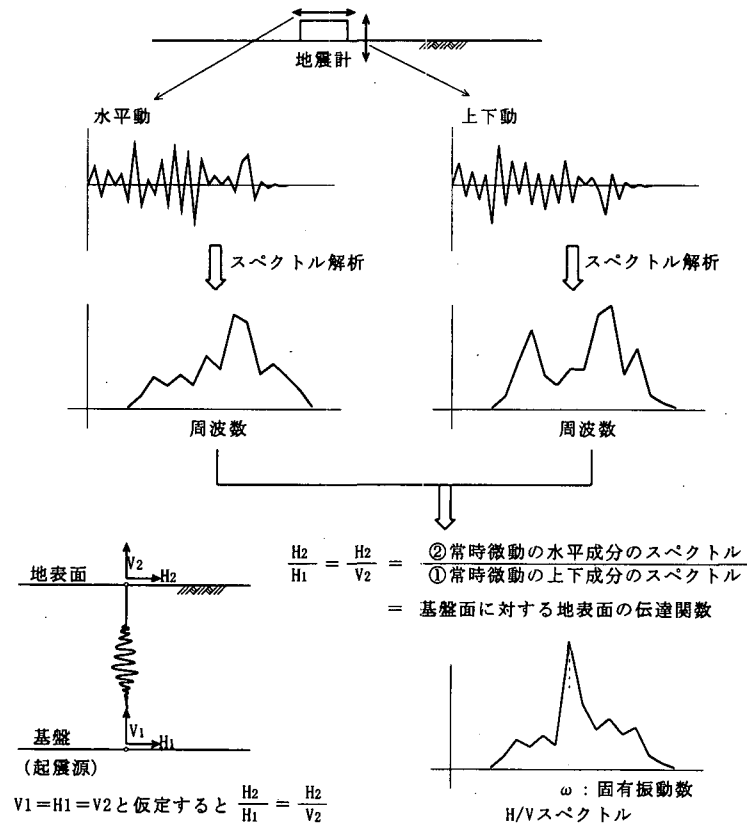


図 2.2.5-1 常時微動計測概念図

【参考文献】

1)土木学会：トンネル標準示方書（開削工法編）・同解説，p.7，1996年7月。

2)中村豊：常時微動計測に基づく表層地盤の地震特性の推定，鉄道総研報告，2，pp.10-27

2.2.6 地盤震害

地震時には、地盤条件により、著しい地盤変位、地盤の力学的特性の著しい変化が発生し、地中構造物に被害をもたらすことがあるので、これらに対する適切な調査、設計を行う必要がある。

【解説】

1. 地盤震害とは

地震により発生する地中構造物の被害のうち、主に地盤条件が著しい影響を与える被害のことを指す。地盤震害は、著しい地盤変位に起因するものと地盤の力学的特性の著しい変化に起因するものとに大別される。

2. 地盤震害の種類

(1) 著しい地盤変位

著しい地盤変位には、以下に示すようなものがある。

- ・ 軟弱地盤での地震動の増幅による地盤変位
- ・ 液状化に伴う振動中の地盤変位
- ・ 断層運動に伴う地盤ひずみ・変位

更に一様でない地盤においては、以下のものが加わる。

- ・ 2次元、3次元効果での地震動の増幅による地盤変位
- ・ 地盤急変部での地盤ひずみ
- ・ 液状化に伴う護岸近傍、斜面などにおける水平変位

(2) 地盤の力学的特性の著しい変化

地盤の力学的特性の著しい変化には、以下に示すようなものがある。

- ・ 地盤の液状化に伴う地盤の支持力の低下
- ・ 地盤の液状化に伴う地中構造物への浮力の増加
- ・ 地盤の液状化に伴う土構造物の斜面崩壊

更に一様でない地盤においては、以下のものが加わる。

- ・ 地盤の液状化・非液状化部分との境界における著しいひずみ
- ・ 地盤の液状化の程度、液状化深さなどの相違によるひずみ
- ・ 異種構造物間での相対変位、ひずみ

3. トンネルの設計にあたっては、上記のような周辺地盤の様々な変位の可能性を検討しておくことが必要である。その結果、地盤が連続体とみなすことが困難な状態（後出の地盤状態 2：第IV編 耐震設計法 1. 「総説」、2. 「耐震設計の基本方針」参照）に到ると考えられる場合には、このような場所での建設を避けるか、あるいは地盤の安定を図って建設を進めるなどの対応が必要である。

3. 地盤震害に対する調査としては、「2.2 地質・地盤の調査」「2.4 地盤の安定の調査」を参照のこと。

2.3 地盤の安定の調査

地盤の安定の調査は次の地盤について詳細な検討が必要である。

- (1)砂質地盤
- (2)粘性土地盤

【解説】

地盤の安定の調査はここに掲げる項目について調査するもので、地震時にトンネルに与える影響を考慮して実施する必要がある。また、地盤が傾斜している場合は、特に注意を払わなければならない。

構造物周辺地盤の地震時の安定性を検討するときのフローチャートを図 2.3-1 に示す。粘性土地盤においては、構造物周辺地盤の滑動に対する安全性、砂質地盤においては、液状化に伴う流動化に対する安全性を検討する。

ここで問題としている地盤の安定の調査で必要となる土の動的特性に関する調査項目については、2.2 並びに表 2.2.3-1 に示されている。

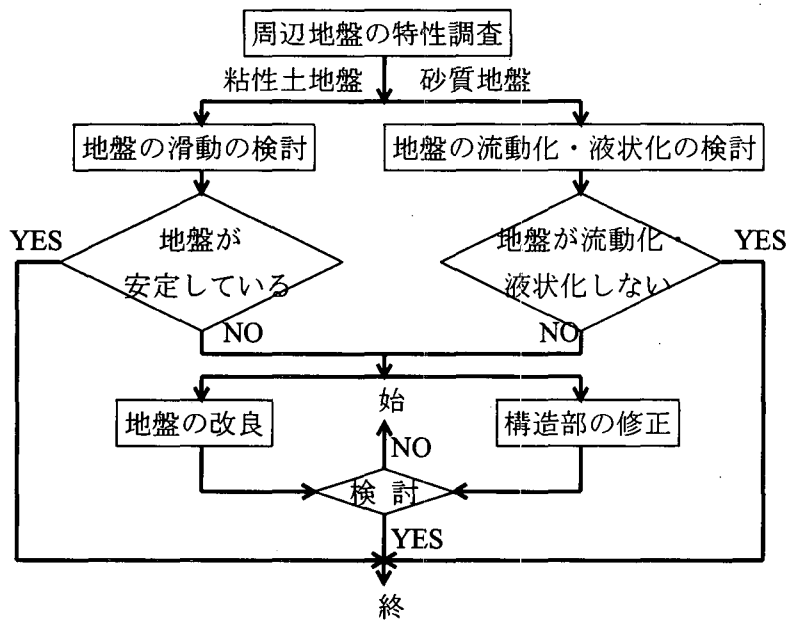


図 2.3-1 トンネルの耐震設計における周辺地盤の安定の検討

(1)について

地震時にトンネルの周辺地盤が砂質地盤で構成され、しかも地下水位面が高い場合は、液状化が発生する可能性があるため、砂質地盤の安定を評価出来るような詳細な調査を行う必要がある。

(a)地下水位調査

地下水位の測定値は季節的にもまた他の要因によっても大きく変化するので、測定した月日は

必ず明記しなければならない。

(b)間ゲキ水圧の測定

地下水位の確認のみで間ゲキ水圧等を推定することは、宙水の高圧封入、地下水の過剰揚水等から不十分な場合が多い。したがって必要により下記の調査を行うものとする。

- 1)間ゲキ水圧
- 2)水層の水平の広がり
- 3)水 量

(2)について

トンネルが傾斜地に位置し、周辺地盤が軟弱な粘性土の場合、地震に伴って地山が乱され強度が低下することにより、滑動が生じることがある。この場合は、乱した試料の変形特性を求めるための試験を行うことが望ましい。

3. 耐震設計において考慮すべき荷重要素

3.1 一般

(1) 耐震設計にあたっては、地震の影響による荷重要素のほかに、次に示す荷重要素を考慮する。ただし、その種類は、場合に応じて適宜選定する。

- a) 死荷重
- b) 土圧
- c) 水圧
- d) 浮力または揚圧力
- e) 活荷重
- f) 地盤の沈下の影響
- g) 温度変化の影響
- h) コンクリートの乾燥収縮の影響
- i) その他

(2) 地震の影響による荷重要素としては、次の項目を考慮する。

- a) 地震時の地盤の変位
- b) 地震時の構造物の変位
- c) 相互作用力
- d) 構造物の自重などに起因する慣性力
- e) 地震時土圧
- f) 地震時動水圧
- g) 砂地盤の液状化などによる永久変形
- h) 砂地盤の液状化による揚圧力
- i) 地滑りあるいは断層による相対変位
- j) その他

【解説】

(1) ここでは、耐震設計にあたって考慮すべき荷重要素を列挙した。設計に際しては、当該地点の状況に応じて荷重要素を適宜選定し、荷重条件を設定する。活荷重の影響は、一般には小さく無視できるが、その影響が無視できず、検討が必要とされる場合もある。

(2) 地震の影響による荷重要素として、9種類の要素を考慮することとした。各荷重要素については、3.2に示すが、「c)相互作用力」及び「i)地滑りあるいは断層による相対変位」については第Ⅳ編 4.5を参照のこと。なお、荷重の組み合わせは、当該地点の状況に応じて、安全側となるよう適宜選定する。

3.2 耐震設計法と荷重条件

トンネルの耐震設計は応答変位法、動的解析法または震度法のいずれか、あるいはその組み合わせによる。それぞれの設計法に対応した荷重要素の大きさは、4.で定める設計地震力によって求める。

【解説】

荷重条件については、採用する設計法に応じ、「4. 設計地震動」に規定する方法により設定する。ただし、震度法については、当該施設の管理者が規定する震度を用いて耐震設計を行う。

3.2.1 地震時の地盤の変位

当該地点における地盤の変位は、第IV編「4.5 地盤変位および周面応力の算定」に規定されている方法に基づいて、構造物断面の位置でこれを求めるものとする。

【解説】

地中構造物は、地震時に構造物自身が共振することではなく、地盤の動きにしたがって変形するので、構造物と地盤との相対的な変形から構造物に作用する力が定まる。したがって、その耐震設計にあたっては、地震時の自然地盤の変形状態を把握することが重要である。

3.2.2 慣性力

震度法で設計する場合には、構造物及び土塊の自重に設計震度を乗じて求めた慣性力を考慮する。慣性力を求める際の設計震度は構造物の固有周期と減衰に応じて、4.で定める絶対加速度応答スペクトルにより求める。地中構造物のように独自の振動系を構成せず、周辺地盤と共に震動すると考えられる構造物の設計震度は、地盤の絶対応答加速度と同じとしてよい。

【解説】

慣性力を用いて行う設計には主に地盤の滑動に対する安定計算および付帯施設の設計がある。なお、地中構造物内や立坑や換気塔などの内部に設置された付帯施設については、固有周期と減衰の関係から慣性力の影響が大きくなることがあるので注意を要する。慣性力の作用方向は水平2方向、必要に応じて鉛直方向を考えるものとする。

3.2.3 地震時土圧

- (1) 震度法により設計する場合、地震時水平土圧は物部一岡部土圧公式による。
- (2) 震度法で鉛直地震動により増加または減少する上載圧を考慮する場合は、上載土の重量に $\pm kv$ を乗じた値とする。ここに、 kv は鉛直設計震度である。なお、応答変位法の場合もこれに準じてよい。

【解説】

- 1) 物部一岡部土圧公式による地震時土圧が適用できるケースは、比較的根入れの浅い基礎やピット状の構造物の側壁、擁壁などに限られる。根入れの深い構造物や地中構造物の地震時の検討は、応答変位法か動的解析法によるものとする。
- 2) 鉛直地震動の影響を地震時に増加または減少する上載圧は、上載土の重量に $\pm kv$ を乗じた値とするが、上向き(-)、下向き(+)の区別は、条件に応じて安全側となるよう選定する。一般に、鉛直設計震度は水平設計震度の $1/2$ としてよい。

応答変位法により設計する場合においても、震度法の考え方を準用し、鉛直地震動の影響を考慮する方法が一般に用いられている。ただし、土被が深い場合など、鉛直設計震度を水平設計震度の $1/2$ とすると鉛直地震動の影響が過大となる恐れがあるので、その大きさについては十分検討する必要がある。

3.2.4 地震時動水圧

構造躯体に働く地震時動水圧は構造の形態、水との接触条件で分類される下記の条件に対して適切な評価をしなければならない。

- (1) 構造が2次元の壁状体である場合、
- (2) 構造が水中に突出した柱状体である場合、
- (3) 送配水管路内部
- (4) 貯水槽内部

【解説】

動水圧の算定は、構造の形態、水との接触条件によって、実務上概ね上記の4つにまとめられる。

- 1) 構造が2次元の壁状体である場合には、動水圧の算定は「改訂ダム設計基準」（日本大ダム会議，1978年）を参照する。
- 2) 構造が水中に突出した柱状体である場合には、「本州四国連絡橋耐震設計指針」（土木学会，1967年）を参照する。柱状構造物への動水圧については、これが並進する場合と、水底部を中心にロッキングを起こす場合とでは、本来物理的に異なった算定方法をとることになる。一般には並進とロッキングは同時に起こり得るのでその評価には注意が必要である。
- 3) トンネル本体が、送水、配水を主機能とするべく設計される場合には、直管部分では大きな

動水圧は生じにくい閉塞部、分岐部、曲がり部などの異形部で大きな水圧が発生する可能性がある。またポンプ加圧送水管路の場合には、動水圧に加えて地震時の停電でのポンプ停止による水撃圧が発生する。これらを「水門鉄管技術基準」（水門鉄管技術協会，1981年）などを参考に注意深く算定することが必要である。

4) 地下貯水槽などの設備については、貯水槽壁体に地震時に作用する動水圧を適切に評価しなければならない。自由水面がある場合には、屋根への衝撃圧による影響がでる可能性がある。地震時にこのような水面動揺が誘起され、震害に結びつくかどうかは水面動揺の固有周期と地震動の周期特性とに密接な関連がある。これらの影響の評価は「LNG 地下式貯槽指針」（日本瓦斯協会，1979年）などを参考にする。

3.2.5 砂地盤の液状化による永久変形

地中構造物が建設されている地盤に地震時に液状化する可能性のある土層が存在する場合には、永久変形について検討を行う必要がある。

【解説】

緩い砂地盤では地震時に液状化現象により永久変形が発生する可能性があることが知られているが、液状化による地盤の永久変形には、沈下と側方流動の2種類が考えられる。これらの永久変形量を予測する手法については幾つか提案があるが、確定的な手法がないため、既存の永久変形例などを参考にして定めるのがよい。

3.2.6 砂地盤の液状化による揚圧力

地中構造物が建設される地盤が液状化し、これにより揚圧力が作用する可能性のある場合、その影響について検討を行う必要がある。

【解説】

地盤の液状化現象に伴う地中構造物の浮上については、大規模トンネルの場合、その影響が小さい場合が多いが、小規模トンネルの場合にはよく検討する必要がある。なお、検討にあたっては、液状化層の層厚や構造物との位置関係によって安全率が異なることに留意しなければならない。

4. 設計地震動

4.1 設計地震動の設定方針

- (1) 設計地震動のレベルはレベル1地震動、レベル2地震動の2段階とし、それぞれのレベルに対して構造物が6.に示す耐震性能を達成するように設計を行う。
- (2) レベル1地震動は、再現期間が75年程度の確率を有する地震動とする。レベル2地震動は発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動とする。
- (3) 大きな強度を持つ海溝型のプレート境界地震による地震動はレベル2に区分するが、発生間隔が比較的明確で構造物の供用期間内に次回が発生する確率が高いとされる場合には、目標とする耐震性能を慎重に定めるとともに、総合的な対策の実施を合わせて検討する必要がある。
- (4) 設計地震動は、当該構造物周辺の活断層分布と当該地域の地震・地質環境に基づいた強震動予測を行うことにより設定することを基本とする。構造物の重要度は第Ⅱ編に示す構造物の機能水準による分類によって考慮することを原則とする。
- (5) 設計地震動は、耐震設計上の解放基盤面の加速度応答スペクトルで規定する。非線形の時刻歴応答解析により耐震計算を行う場合は(4)の強震動予測に基づいて求められる時刻歴波形を用いることを原則とする。

【解説】

1) 設計地震動は地域ごとに地震危険度を分析して唯一定めればよくレベル1とレベル2に区分する必要はない、とする考え方がある。また、トンネルのような地中構造物は、レベル1の設計地震動に対して十分に安全であることが多いので、レベル2地震動のみを規定し、構造物が被災程度の許容水準を満足するように設計すればよいという考え方もある。しかし、この報告書では、レベル1地震動に相当する地震力による設計が構造物の機能を多面的に評価するとともに、設計手順として定着している状況を考慮し、また、これまで蓄積されてきた既存の設計事例も活用できるように配慮して、2段階に設計地震動を規定し、それぞれのレベルに対して構造物が達成すべき耐震性能を設定して設計することとした。

2) レベル1とレベル2地震動の区分には、地震動の強度によって区分する考え方と発生確率によって区分する考え方がある。

強度で区分する場合は一般に次のように設定される。

- ・レベル1地震動は、従来の震度法に用いられてきた地震力と同程度の強度の地震動とする。
- ・レベル2地震動は、既往最大級の地震動か、直近の最も影響の大きな活断層を想定した場合に予想される地震動と同程度の強度の地震動とする。

ここに、区分すれば、レベル1地震動には線形応答解析、レベル2地震動に対して非線形応答解析というように、地震動の区分と耐震計算法の区分を結びつけて扱うことが可能となる。また発生確率にとらわれないので、レベル2地震動を判りやすく規定できる利点がある。

一方、発生確率により区分する場合は次のように設定される。

- ・レベル1地震動は、当該構造物の立地点において構造物の供用期間内に1, 2回の確率で発生する強度の地震動とする。
- ・レベル2地震動は、それより発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動とする。

この報告書では将来のあるべき姿を提案するという立場から、発生確率により区分する考え方で取りまとめている。僅かずつではあるが脅威となる活断層の分布や活動度が明らかになりつつある。それらの情報を取り入れて当該構造物の立地点ごとに発生確率を分析し、設計地震動に反映していくことが、建設資源の合理的な配分を追求する上で重要である。

発生確率で区分する考え方に立った場合、レベル1を具体的にどの程度の発生確率の地震動とするかが一つの課題となる。「構造物の供用期間」は補修の程度や時代の要請によって変わりうる。これを仮に50年程度とし、供用期間内に数回とすると一般に20年から30年に一回発生する地震動が対象となる。この条件で地震危険度解析を行うと設定される地震力が小さくなり、常時の土水圧に耐えるように設計されている地中構造物では地震力で決定される断面が少なくなつてレベル1地震動による設計が無意味になる可能性がある。一方、供用期間を100年程度としてその間に1, 2回とすると、発生間隔からみて供用期間内に「次」が発生する確率が高い海洋型プレート境界地震はレベル1の地震動に含まれるのではないかと、との議論もあった。これらの点を考慮して、この報告書では「再現期間75年程度の地震動」をレベル1とした。ここに、75年はあくまで目安として示したもので、構造物に期待する寿命によって変わりうるものである。

レベル2の地震動は内陸活断層による地震あるいは海溝型プレート境界地震の中から当該構造物にもっとも大きな影響を及ぼす規模と位置関係にある地震を選択して設定する。この選択に各地震の発生確率による評価を取り入れることは、海溝型の確率が数百年に1回、内陸型の確率が低いものでは数万年に1回と桁違いの幅にあり、個別には不明確なこともあるため、現状では困難であり、今後の研究課題とされる。

3)大きな強度を持つ海溝型プレート境界地震は、発生頻度からみてレベル2と区分されるが、発生間隔が比較的明瞭で構造物の供用期間内に「次」が発生する確率が高いとされる場合には、その発生確率と費用対効果を勘案して目標とする耐震性能を慎重に定める必要がある。海溝型プレート境界地震の震源に特に近い地域では、建設時期によっては近い将来に大きな地震動を受けることも想定される。このような場合には、地域ごとに地震の危険度を明示し、建設資源の総枠と耐震設計の費用対効果を示した上で、関係者がその地域の構造物にどの程度の耐震性能を要求するかを協議決定し、設計者は要求される耐震性能に見合った耐震計算法を柔軟に選択して創意を傾注した設計を行うことが望まれる。また、構造的な安全対策ばかりでなく、被災直後の緊急対応・復旧システムやバックアップシステムの構築を含めた総合的な対策を準備することも重要で

ある。

4) 構造物の損傷過程に立ち入った耐震解析を行い、損傷の程度を目標とした設計を行おうとする場合には、設計地震動が自然現象としての地震動の特性を正しく反映している必要がある。また、当該構造物と震源断層との位置関係によって作用する地震動の大きさと特性は変化するので、活断層の位置と無関係に設計地震動を設定することは不合理であるばかりか不経済である。したがって、設計地震動を設定するための強震動の予測は、当該地点に大きな影響を与える活断層を同定し、震源過程と伝播経路の特性を取り入れた動力学的なモデルに基づいて予測することを基本とした。

同様の理由から構造物の重要度によって設計地震動を係数倍する方法は採用せず、重要度は第Ⅱ編に示す構造物の機能分類によって考慮することを原則とした。

現時点では、活断層の分布や深層地盤構造の情報が得られない地域が多く、個々の構造物の設計のための大がかりな活断層調査や地質調査を行うことが困難な場合も多い。また、調査が行われていても構造物に大きな影響を与える活断層が認められない場合もある。その様な場合のレベル2地震動は、4.3 (2)で述べるように、当該地点の直近に震源断層があるものと仮定して求めることとする。

活断層に基づく強震動予測は研究開発途上の手法である。土木学会は平成9年度より2年間の予定で土木構造物の耐震設計法特別委員会を設け、主要課題の一つに入力地震動を取り上げて検討を進めているところである。その成果をはじめ、今後の最新の知見を適時取り入れながら適用を進める必要がある。また、現状では不確定要因が多く全てを合理的・確定的に決定できない。したがって、設計思想と強震動予測のプロセスを具体的で解りやすい記録に留めておくことが、耐震設計の現況について広く理解を得るとともに、将来の技術進歩に対応する上で重要である。

5) 既存の耐震設計法では、地上構造物と地中構造物では異なる設計スペクトルが規定されていたが、これを耐震設計上の解放基盤面における地震動、いわゆる 2E (入射波の2倍) の応答スペクトルで全て規定することとした。

なお、表層地盤中や地表の応答スペクトルが必要な場合には、解放基盤面で規定されている応答スペクトルを表層地盤の非線形応答の影響を考慮して変換したものをを用いる。

5.2 は、耐震設計上の基盤面の深さと硬さを、構造物の深さや広がりによって変化するものとして規定している。したがって、5.2 で規定される基盤面と一致した基盤面における応答スペクトルを予測する必要がある。強震動予測手法が対象とする基盤面が 3.4 の基盤と相違する場合には、地盤の1次元重複反射解析などを用いて、対象とする基盤相当のスペクトルを補正して設定する。

非線形の時刻歴解析法を耐震計算に採用する場合には、時刻歴の入力地震動が必要となる。震源断層を同定して時刻歴の波形を予測する手法を用いる場合は、予測に用いる断層モデルと震源パラメータを想定される範囲で変動させて複数の波形を作成し、それらに対する解析を行うのが望ましい。応答スペクトルから時刻歴波形を求める場合は、位相情報を複数仮定した波を元に応答スペクトルに適合するよう振幅調整した波形を複数作成し、解析を行うのがよい。

4.2 レベル1地震動の算定

(1) レベル1の地震動については、活断層の活動度の調査、あるいは歴史地震の調査に基づいて地震危険度解析を行い、再現期間が75年程度の発生確率を有する地震動のレベルを設定する。そして、設定されたレベルの地震動を発生する地震のマグニチュード M と震央距離 Δ あるいは震源距離 X を設定する。複数の地震が想定される場合には複数の M と Δ あるいは X を規定する。

(2) (1)で規定したマグニチュード M と震央距離 Δ あるいは震源距離 X に対して、以下に示す方法のいずれかを用いて、当該地点の工学的基盤の解放基盤面における加速度応答スペクトルを算定し、これをレベル1地震動と規定する。当該地点をI種地盤とみなして求めた加速度応答スペクトルを当該地点の工学的基盤の解放基盤面の値としてよい。

(2-1) 過去に得られた強震観測記録から統計解析によって求められた加速度応答スペクトル予測式を用いて、想定されたマグニチュードと震央距離に対応する加速度応答スペクトルを求める。

(2-2) M , X に当該する震源断層を同定し、4.3(3)に規定する方法によって、その加速度応答スペクトルを求める。断層パラメータを想定される範囲内で変動させて複数のスペクトルを求め、その平均値を設計地震動の値とする。

【解説】

1) 当該地点周辺の活断層の活動度や歴史地震データを分析することによって、再現期間75年程度の確率で発生する地震動のレベルを設定する。次に当該地点周辺に分布する活動度の高い活断層の中から設定レベルに近い地震動を発生させる一つ以上の活断層を選んで震源断層とする。

2-1) 強震動予測に用いる経験式は、当該構造物周辺地域の地域特性を反映した強震観測記録に基づき求めるのが理想的であるが、当該地域における強震記録が少なく信頼性の高い経験式を得ることが出来ない場合は、日本全国における加速度強震記録から求められた経験式を用いる。一例として、減衰5%における加速度応答スペクトル予測式として提案されている回帰式(4.2-1)を以下に示す。

$$S_A(T_K, M_i, \Delta_i, GC_i) = a(T_K, GC_i) 10^{b(T_K, GC_i) M_i} \times (\Delta_i + 30)^c \quad (4.2-1)$$

ここに、

S_A : 減衰5%の加速度応答スペクトル

T_K : 周期

GC_i : 地盤種別 (道路橋示方書による)

$a(T_K, GC_i)$, $b(T_K, GC_i)$, C : 固有周期および地盤種別毎に定まる係数で、表4-1による。

表 4-1 係数 $a(T_k, GC_i)$, $b(T_k, GC_i)$, C (減衰 5%)

固有周期 $T(s)$	Ⅰ種地盤		Ⅱ種地盤		Ⅲ種地盤	
	$a(T_k, GC_i)$	$b(T_k, GC_i)$	$a(T_k, GC_i)$	$b(T_k, GC_i)$	$a(T_k, GC_i)$	$b(T_k, GC_i)$
0.1	2,420	0.211	848.0	0.262	1,307	0.208
0.15	2,407	0.216	629.1	0.288	948.2	0.238
0.2	1,269	0.247	466.0	0.315	1,128	0.228
0.3	574.8	0.273	266.8	0.345	1,263	0.224
0.5	211.8	0.299	102.2	0.388	580.6	0.281
0.7	102.5	0.317	34.34	0.440	65.67	0.421
1.0	40.10	0.344	5.036	0.548	7.411	0.541
1.5	7.122	0.432	0.719	0.630	0.803	0.647
2.0	5.784	0.417	0.347	0.644	0.351	0.666
3.0	1.672	0.462	0.361	0.586	0.262	0.635

 $C = -1.178$ 参考文献¹⁾

この回帰式 (4.2-1) は地表面における値を与えるものである。ここでは、Ⅰ種地盤の地表面を工学的基盤面が露頭した解放基盤面と見なし、レベル1地震動としてⅠ種地盤の値を採用する。耐震計算上、地中の工学的基盤の応答スペクトルが必要な場合にもこの値を準用するのがよい。解放基盤面の値と地中の基盤面における値は本来異なるが、解放基盤面の方が大きいので安全側の準用である。

一方、この回帰式は平均値を与えるものなので、 1σ 程度のバラツキを考慮する場合には1.7倍相当の値になる。また、最近の兵庫県南部地震や釧路沖地震などによる強震記録は反映されていないので、適用にあたっては最新の研究成果を参照して、適切な補正を行うことが望ましい。

2-2) 震源となる活断層の同定が可能な場合には、4.3(3)で示される方法を用いて強震動を求めてもよい。ここに、現状では地震のパラメータと破壊メカニズムを精度よく予測することは不可能であるので、その変動幅を考慮したパラメータスタディを行い、求められた地震動を既往の観測記録と比較して適切な特性を有するものを選択し設計に用いる必要がある。応答スペクトルを求める場合は、予測精度を考慮して求めた複数の波形から平均応答スペクトルを作成する。

4.3 レベル2地震動の算定

(1) レベル2地震動については、当該地点に大きな影響を与える活断層を同定し、それを震源断層とした場合に放出される地震動を予測する事により設定する。発生間隔が数百年の海溝型プレート境界地震によってレベル2地震動が設定される地域においては、その発生確率を考慮した設計地震動の設定を行う。

(2) 活断層調査を行ってもその存在が確認されない地域、あるいは活断層の調査が不十分な地域においては、当該地点の直近に震源断層があるものとして放出される地震動の予測を行う。

想定する震源断層の規模や破壊メカニズム、当該地点との相対的位置関係等は、活断層調査の精度、当該地点周辺地域の地震環境などを総合的に考慮して決定する。

(3) レベル2地震動の予測は、震源断層の広がりや破壊メカニズムならびに伝播経路特性を考慮できる手法によることを原則とする。

【解説】

1) わが国には数多くの活断層が存在し、その活動周期は数百年から数万年である。レベル2地震動はそれらの活動度を考慮しながら活断層に基づいて設定することとする。

当該地点周辺の活断層について十分な情報が得られない場合は、活断層調査を実施して震源断層を同定するのが望ましい。活断層調査を行わない場合には、既往の資料と知見に基づいて活動度と確実度ならびに規模等の断層パラメータを安全側に設定する。活断層の同定については、調査研究の進展に応じて最新の知見を取り入れていく必要がある。

調査を十分に行っても、現状では震源断層の大きさと破壊のメカニズムを確定的に推定することは不可能であるので、それらの変動幅を考慮したパラメータスタディを行い、実際に生じる地震動が想定値を超えるリスクの需要限度も考慮した総合的判断を以て、設計に用いる地震動を設定することが重要である。特に、海溝型プレート境界地震ならびに内陸活断層地震の個々の発生周期は数百年から数万年以上の幅にある。そのため、数百年の周期で発生する地震によってレベル2地震動を設定する場合には、予測値の変動幅の上位値をとり、数万年の周期で発生する地震によって設定する場合は、それより下位の値を取って地震危険度の平準化を図るのが合理的である。

2) 活断層調査を行っても当該地点に大きな影響を及ぼす活断層が発見されない場合、あるいは活断層調査が不十分な地域で新規の調査も困難な場合は、当該地点の直近に震源断層があるものと想定する。

松田は1981年に発表した論文²⁾で、1885年以降日本の内陸で発生したマグニチュード6.5以上の浅発地震の約80%が既知の活断層から5km以内に生じていると報告している。萩原は1980年に活断層研究会が発表した活断層データに基づいて分析を行い、有史以来の内陸地震でマグニチュード7.0以上はすべて、マグニチュード6.5以上は大部分が、活断層から10km以内に発生していると述べている³⁾。また、松田は、過去およそ100年間の我が国の事例から、マグニチュード7.2以上の地震では地表に地震断層が出現し、マグニチュード6.7以下では出現していない⁴⁾、としている。これは一回の地震の結果によるものであるから、一回の放出エネルギーがマグニチュード7.1以下の活断層でもその活動が活発なものは地震断層として地表に現れている可能性が高い。一方、松田は1945年の三河地震(マグニチュード6.8)はふつうの地形観測では恐らく見逃していたと思われる断層で発生し、1927年の北丹後地震(マグニチュード7.3)と1943年の鳥取地震(マグニチュード7.2)は地形的にその位置がかるうじてわかるという程度の活動度の低い断層で発生したと述べている。また、1914年の秋田仙北地震(マグニチュード7.1)と1900年の宮城県北部地震(マグニチュード7.0)は地形的には活断層が見あたらないところで発生しており、第四紀に地層の褶曲が進行している活褶曲によって起こったと推定される、と述べ

ている⁵⁾。

直近に想定する震源断層の規模を決定する際には、このような研究成果に加えて最新の知見を参照し、多様な観点からその地域の地震活動度、活断層調査の充実度、地形や地質の特徴から活断層の存在が容易に知れるかどうかなどを検討し、実際に生じる地震動が想定値を超えるリスクの受容限度も考慮して総合的な判断を下す必要がある。

震源断層の深さについては、宇津と佐藤はマグニチュード7前後の地震における震源域の半径が15～25kmと予測される経験式を提案している^{6)・7)}。一方、地質学的な見地から内陸地震が発生する限界深さは地殻の上層と下層の境界面に当たるおよそ20kmとされている⁸⁾。したがって、これらの地震の震源深さは平均的にみて地下10kmと想定してもよいと考えられる。

3)震源の広がりや震源におけるエネルギーの放射特性ならびに断層破壊の伝播などを考慮して経験的に得られたスペクトルを修正あるいは重ね合わせる方法⁹⁾、当該地点近傍で観測された小地震波形を用いる経験的グリーン関数重ね合わせ法、あるいは確率統計的手法より求めた小地震波形を用いる統計的グリーン関数重ね合わせ法、などを使うことができる。これらの方法は地震工学委員会地震荷重小委員会の平成9年度報告書3.2章「レベル2地震動に関する基本的検討」⁹⁾に例示されているので参照されたい。

経験的グリーン関数重ね合わせ法は、震源断層の破壊のメカニズムや、断層から当該地点までの伝播経路の特性、当該地点の表層地盤の影響などを的確に評価しているため、現在最も信頼性の高い強震動予測法とされている。ただし、この手法により求められる地震動は、そのままでは表層地盤の非線形挙動の影響が考慮されていない。そのため、予測された地表面の地震動に重複反射法などの線形解析を適用して工学的基盤面の地震動を求め、さらにそれを入力として表層地盤の非線形挙動の影響を考慮した重複反射法などの解析を行い必要な地盤面の強震動を求める。

統計的グリーン関数重ね合わせ法などにより地震基盤面における地震動を予測した場合には、地震基盤上の深層地盤構造の特性を考慮した線形解析を行って工学的基盤面の地震動を求め、さらに表層地盤の非線形性を考慮した解析により必要な地盤面の地震動を求める。

震源断層面状での滑り量の大きな箇所(アスペリティ)、震源断層の滑り方向断層と当該構造物との幾何学的位置関係(ラディエーションパターンまたは震源放射特性)、断層破壊の伝播と波動の伝播の重畳効果(ディレクティブィティ効果)などが断層近傍の地震動に大きな影響を及ぼすことが明らかになりつつある。震源断層の諸元と伝播経路特性を設定して直接スペクトルを求める方法をとる場合は、これらの影響を取り入れるのが望ましい。

経験的に得られたスペクトルを用いる場合は、4.2の解説(2-1)で示した経験式が参考になる。ただし、同式はマグニチュードの大きな地震の震源近傍の記録が得られていない時点で作られたものであり、震源近傍に適用する場合には経験式の値を最近の地震観測記録と比較し過小にならないように補正する必要がある。

主として中小の地震記録を基に作成された震源断層をパラメータとする応答スペクトル予測式が提案されている^{10, 11, 12, 13, 14, 15, 16)}。これらの提案式を断層近傍の地震動予測に適用する場合は、式4.3-1の等価震源距離を震源距離の代わりに用いて断層面の広がりやアスペリティの影響を評価し、精度の向上をはかる必要がある¹⁷⁾。すなわち、地震断層をn個のセグメントに分割することにより、等価震源距離を次式から求める。

$$X_{e,q}^{-2} = \frac{\sum_{i=1}^n M_i X_i^{-2}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad (4.3-1)$$

ここに,

$X_{e,q}$: 等価震源距離

X_i : i セグメントの震源距離

M_i : i セグメントの地震モーメント (アスペリティを考慮しない場合には, 1としてよい.)

4.4 動的解析に用いる設計スペクトルの減衰補正

4.2 あるいは 4.3 で求めた加速度応答スペクトルを応答スペクトル法などの動的解析に用いる場合は構造物の減衰性に応じて補正して用いる。

減衰定数についてスペクトル値を補正する場合には, 基準とする設計スペクトルに乗じる補正係数として次式の c_D を用いることが出来る。

$$c_D = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 \quad (4.4-1)$$

なお, 式 4.4-1 は減衰 5% の応答スペクトルを補正する場合に適用できるものとされている¹⁸⁾。

【参考文献】

- 1) 川島一彦, 相沢興, 高橋和之: 最大地震動および地震応答スペクトルの距離減衰式, 土木研究所報告, 第 166 号, 1985 年 9 月.
- 2) Matsuda, T.: Active faults and damaging earthquakes in Japan: macroseismic zoning and precaution fault zones, in Earthquake Prediction, An International Review, M. Ewing Ser. 4, pp.279-289, Am. Geoph. Union, Washington, D.C., 1981.
- 3) 萩原尊禮 編: 日本列島の地震—地震工学と地震地体構造—, 鹿島出版会, pp.168-172, 1995.
- 4) 松田時彦: 活断層, 岩波新書, pp119-120, 1995 年 3 月.
- 5) 同上, pp121-124.
- 6) Utsu, T.: Aftershocks and earthquake statistics (I). J. Fac. Sci., Hokkaido Univ.. Ser.VII, 3, pp.129-195, 1969.
- 7) 佐藤良輔 編著: 日本の地震断層—パラメター・ハンドブッカー—, 鹿島出版会, pp. 85-87.
- 8) 翠川三郎, 小林啓美: 地震動の地震基盤からの入射波スペクトルの性質, 日本建築学会論文報告集, 第 273 号, pp.17-28, 1978.

- 9) 土木学会地震工学委員会地震荷重研究小委員会：レベル 2 地震動と設計地震荷重の課題，土木学会，1997 年 10 月.
- 10) T. Hisada, Y. Osaki, M. Watabe and T. Ohta : Design spectra for stiff structures on rock, Proc. 2nd Int. Conf. on Microzonation, Vol. 1, pp,347-358, 1978.
- 11) 渡部丹，藤堂正喜：設計用模擬地震動に関する研究（その 2），日本建築学会論文報告集，第 312 号，pp.63-71，1982.
- 12) 長橋純男：アレー観測による岩盤地震動の短周期成分に関する研究，第 8 回日本地震工学シンポジウム，pp.201-208，1982.
- 13) Kamiyama, M. and E. Yanagisawa : A statistical model for estimating response spectra of strong earthquake motions with emphasis on local soil conditions, Soils and Foundations, Vol. 26, No.2, pp. 16-32, 1986.
- 14) 武村他：地震動の平均応答スペクトルを評価する経験式の物理的基礎，日本建築学会構造系論文報告集，第 372 号，1-9，pp.1-9，1987.
- 15) 江尻譲嗣，後藤洋三：硬質岩盤における地震動特性，第 9 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.643-648，1994 年 12 月.
- 16) 安中正，山崎文雄，片平冬樹：気象庁 87 型強震計記録を用いた最大地震及び応答スペクトル推定式の提案，第 24 回地震工学研究発表会，pp.161-164，1997.
- 17) Ohno, S. et al. : Revision of attenuation formula considering the effect of fault size to evaluate strong motion spectra in near field, Tectonophys. 218, pp.69-81, 1993.
- 18) 川島一彦，相沢興：減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法，土木学会論文集，第 344/I-1 号，1984 年 4 月.

5. 耐震設計上の地盤面と基盤面

5.1 耐震設計上の地盤面

耐震設計上の地盤面とは、耐震設計において地表面と仮定する地盤面を指し、当面の計画地表面とする。

【解説】

トンネル上の地表面は、現状の地表面のみならず、長期の利用計画を十分に調査して地盤面とする必要がある。これは土被り条件が地盤の動特性推定精度に影響するからである。

5.2 耐震設計上の基盤面

トンネルは水平方向に線的広がりを持つ特徴から、耐震設計上の基盤面とは、対象地域に全体に広がり、共通の動力学的特性を持った十分堅固な地盤とする。さらに当該トンネルに、最大のひずみを発生させる可能性の最も高い振動モードを決定づける面でなければならない。

【解説】

近年トンネルは益々長大化が進み、シールドトンネルの地震観測事例¹⁾が示すごとく、従来工学的にはあまり問題とされなかった1～10secのやや長周期の振動特性が重要となってきた。すなわち、トンネルに発生するひずみはトンネル規模により地動の地震波長に依存する特徴があることに留意しなければならない。

地球物理学上十分堅固な地盤^{2) 3)}とは、地震波動伝播の一様性が考慮できる古生層または花崗岩(P波速度5～6km/s, S波速度約3km/s)であり、便宜上これを地震基盤と呼称することとする。この地震基盤の出現深度が浅い場合は、これをもって耐震設計上の基盤面とする。地震基盤の出現深度が深く、軟弱な互層が厚く堆積する場合には、従来S波速度300m/sの層の上面をもって設計基盤面^{4) ~9)}とする事が慣用的に行われて来た。しかし、この面の上下で地盤のコントラストが明瞭に異なる場合、この取り扱いは必ずしも適切でない。この場合、地震基盤の上部でトンネルの変形に大きな影響を与える可能性のある地盤の振動モードが複数出現することになるので、これらの振動モードのうち最も大きな影響を与えるモードを決定づける面をもって、耐震設計上の基盤面とするのが望ましい。これら複数のモードを検討するための地震基盤出現深度が深い場合は、地震波動伝播の共通層として慣用されつつあるS波速度700m/sの上面(例えば関東平野では、上総層群相当)を地震基盤面に代えて取り扱っても良い。

ここに耐震設計上の基盤面の出現深度の検出方法は2.2.4本調査によればよい。

以上の検討によって選択された支配的な地盤の振動モード、或いは設計基盤面の位置は、後述する地盤反力係数(4.3.5.4)を決定する上で重要なパラメータとなる。

設計基盤面が傾斜している場合や、不整形な場合は、地盤の2地点間の応答変位差、即ちひず

みが大きくなり、トンネルに発生するひずみはこの地盤の不均一性に強く支配されるようになる。しかしながら傾斜基盤で勾配が 5° 以下⁹⁾の場合は、これを一様地盤と見なして取り扱っても良い。

【参考文献】

- 1) 島田恭行 他：観測に基づく送水シールドトンネルの地震時の挙動の考察，土木学会論文集 第 528(29)号，pp.81-89，1995 年 12 月。
- 2) 浅田秋江：工学的地震基盤の提案，土木学会年次学術講演会概要集，86，pp.165-166，1974 年 10 月。
- 3) 入倉次郎：地盤特性と地盤震動，地震動と地盤—地盤震動シンポジウム 10 年の歩み—，日本建築学会，pp. 93-94，1983 年 7 月。
- 4) 動的解析の方法，動的解析と耐震設計（第 2 巻），土木学会，pp.165-167，1989 年 7 月。
- 5) 道路橋示方書・同解説・・・耐震設計編，日本道路協会，pp.34, 42, 46-48，1990 年 2 月。
- 6) 水道施設耐震工法指針・解説 1979 年版，日本水道協会，pp.88-84，1980 年 6 月。
- 7) 動的解析と耐震設計・編・地中構造物の耐震設計と動的解析（第 4 巻），土木学会
- 8) 沈埋トンネル技術マニュアル，（財）沿岸開発技術研究センター，1994 年 4 月。
- 9) ガス導管耐震設計指針 （社）日本ガス協会，pp. 47-54，1982 年 3 月。

6. 構造物の安全性

6.1 鉄筋コンクリート構造物の安全性の評価

6.1.1 安全性の照査の基本

構造物が保有すべき耐震性能は、以下の3つとする。¹⁾

- (1) 耐震性能1：地震後に補修をする必要がない。
- (2) 耐震性能2：地震後に短期間の補修を要するが、補強は必要としない。
- (3) 耐震性能3：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

【解説】

構造物の耐震性能を3つに分類した。この分類では、補修および補強の定義が重要となるが、ここでは概ね以下のように考えた。

補修：ひびわれの充填やかぶりコンクリートの修復などの工事。

補強：鉄筋の取り替えまたは代替材料の追加を要する工事。

なお、実際の設計は、構造物に求められる耐震性能に応じ、各部材ごとに損傷レベルを設定し、地震時の損傷がそれ以下であることを確認することにより行われる。構造物全体としての耐震性能と、部材の損傷レベルとの関係は、6.1.4 に示すが、設計にあたっては、各部材にどの損傷レベルまで許容するのかを明確にしておく必要がある。

また、部材損傷の判定方法にも、材料に発生する応力と許容応力（または材料の設計強度）との比較によるもの、発生断面力と部材耐力との比較によるもの、及び塑性率とじん性率との比較によるものなどがあるので、損傷レベルや破壊モードに応じて適切に定めなければならない。

6.1.2 機能水準と耐震性能との関係

第Ⅱ編に示す構造物の機能水準と、設計地震動のレベル別の耐震性能との関係は以下のとおりとする。

機能水準	耐震性能	
	レベル1 地震動	レベル2 地震動
機能水準 A	耐震性能 1	耐震性能 2
機能水準 B	耐震性能 1	耐震性能 3

【解説】

機能水準 A の構造物は、第 2 編 2.1 に示すように、主として震災直後の緊急活動に供されるものであり、レベル 2 に相当する震災直後において、平常時の機能の一部は喪失するものの、機能

がある一定のレベルに維持（確保）されるべき構造物である。この定義では、平常時の機能の一部喪失を許容しているが、これらの大部分は、市民の生活や経済活動を維持するために不可欠なものでもあり、震災で失われた機能を、ごく短期間のうちに回復しなければならないものともいえる。よって、レベル2地震動を受けても、補修程度で復旧できる耐震性能を有する必要があると考え、レベル2に対して耐震性能2をあてはめることとした。

機能水準 B の構造物は、レベル2相当の震災後においては、機能を喪失する可能性のある構造物である。ただし、二次災害防止のため、補強・補修に要する期間は、その断面形状を保持する必要がある。よって、レベル2に対して耐震性能3をあてはめた。なお、レベル1に対しては、耐震性能2で十分ではないかとの考え方もあるが、従来行われてきた耐震設計の思想を踏襲し、耐震性能1をあてはめた。

なお、4.1 に示すとおり、海溝型プレート境界地震は発生頻度からみてレベル2と区分されるが、発生間隔が比較的明瞭で構造物の供用期間内に「次」が発生する確率が高いとされる場合には、上記によらず、その発生確率と費用対効果を勘案して目標とする耐震性能を慎重に定める必要がある。海溝型プレート境界地震の震源に特に近い地域では、建設時期によっては近い将来に大きな地震動を受けることも想定される。このような場合には、地域ごとに地震の危険度を明示し、建設資源の総枠と耐震設計の費用対効果を示した上で、関係者がその地域の構造物にどの程度の耐震性能を要求するかを協議決定することが望まれる。また、6.1.1 の耐震性能の分類にとらわれず、例えば、耐震性能1と耐震性能2との中間に位置する耐震性能を設けるなどの工夫も必要かと思われる。

6.1.3 部材の破壊モードの判定

部材の破壊モードは以下のように分類できる。

- (1) せん断破壊先行型
- (2) 曲げ破壊先行型
 - (2-i) 軸方向鉄筋の引張降伏後、コンクリートが圧縮破壊するタイプ
 - (2-ii) 軸方向鉄筋の引張降伏以前に、コンクリートが圧縮破壊するタイプ

【解説】

部材の損傷レベルを判定する前に、部材の破壊モードを知る必要がある。

破壊形式が(1)、(2-ii)の場合、破壊は脆性的であり、損傷レベルによる判定は意味をもたない。本ガイドラインでは、全ての部材を(2-i)の曲げ破壊先行型として設計することを前提として、以下の判定方法を記述することとする。

6.1.4 部材の損傷レベル

曲げ破壊先行型の部材における損傷レベルは以下の通りとする。ただし、ここでいう曲げ破壊とは、軸方向鉄筋の引張降伏を伴う曲げ破壊をいう。

- (1) 損傷レベル1：軸方向鉄筋が引張降伏に至らない状態（曲げ降伏以前）
- (2) 損傷レベル2：かぶりコンクリートの圧縮破壊に至らない状態（発生荷重が最大耐力に至らない状態）
- (3) 損傷レベル3：部材が曲げ降伏時の荷重以上の耐力を有する状態
- (4) 損傷レベル4：部材の耐力が曲げ降伏時の荷重以下となる状態

【解説】

各レベルの範囲を図 6.1.4-1 に示す。

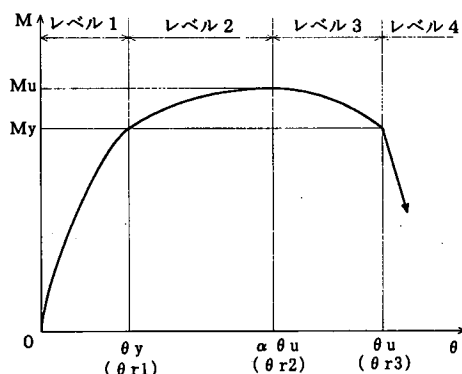


図 6.1.4-1 損傷レベルの概念²⁾

6.1.5 耐震性能と部材損傷レベルとの関係

耐震性能と部材損傷レベルとの組み合わせは以下の通りとする。

表 6.1.5-1 耐震性能と部材損傷レベルとの関係

耐震性能	部材損傷レベル	
	補修・補強が容易な部材	補修・補強が困難な部材
耐震性能 1	部材損傷レベル 1	
耐震性能 2	部材損傷レベル 2 または 3	部材損傷レベル 2
耐震性能 3	部材損傷レベル 3（一部の部材で部材損傷レベル 4）	

【解説】

開削トンネルを例にすると、補修・補強が容易な部材とは、中床版、中柱、中壁など、構内からの補修・補強が可能な部材をいい、補修・補強が困難な部材とは、上・下床版、側壁など、補修・補強のために掘削が必要な部材をいう。

構造物全体に耐震性能2を期待する場合、補修・補強が容易な部材については、損傷レベル3までを許容できるものと考えられる。しかし、現段階では、高軸力部材におけるじん性率算定式が、信頼性の高いものが確立されていないことなどから、トンネルでは損傷レベル2で実設計が行われている例が多い。よって、補修・補強が容易な部材について、耐震性能2を満足する損傷レベルを2または3とした。

6.1.6 レベル1地震動に対する照査

- (1) 構造解析は、部材の力学特性を線形と仮定した骨組み解析を行ってよい。この場合、部材剛性は、地震動によるひび割れの影響を考慮するのがよい。
- (2) 軸方向力及び曲げモーメントに対する安全性の検討は、鉄筋及びコンクリートに発生する応力度が許容応力度以下（許容応力度法による場合）、または材料の設計強度以下（限界状態設計法による場合）であることを照査すればよい。
- (3) せん断力に対する安全性については、レベル2地震動に対する検討と同様、発生断面力と設計断面耐力との比較により照査することを基本とする。
- (4) 発生断面力と設計断面耐力との比較で照査を行う場合の安全係数は、一般に、使用限界状態における値を用いてよい。
- (5) 機能上一時的な変位・変形が問題となる施設については、それらについても適切に検討する必要がある。

【解説】

1) 解析に用いる部材剛性の設定にあたっては、ひび割れによる剛性低下を考慮することを基本とする。剛性残存率の定め方は、発生する断面力の大きさに応じて定めるのが望ましい。この場合、全体を初期剛性状態として算出した断面力を用いて剛性残存率を定めるのが一般的である。ただし、構造物全体に同一の剛性残存率を与えて計算する方法も実務では多く用いられている。レベル1地震動に対しては、部材降伏を許さないことが前提となるため、剛性残存率は1/2以上に設定することが妥当である。

なお、剛性低下を考慮せず、初期剛性で計算する例もみられる。

2) 許容応力度法による場合、許容応力度は、構造解析に用いた剛性などを考慮して適切に定めるものとし、鉄筋においては規格降伏点強度、コンクリートにおいては設計基準強度を上限とする。

表 6.1.6-1 構造解析に用いる剛性と許容応力度との組み合わせ例

剛 性	許 容 応 力 度
降 伏 剛 性	常時の許容応力度× 1.5
全断面有効剛性	鉄 筋：規格降伏点強度 コンクリート：設計基準強度*

*軸方向鉄筋の引張降伏を伴う曲げ破壊の場合照査を省略できる。

3) 許容応力度法による場合、コンクリートに発生するせん断応力度が、許容せん断応力度以下であることを照査してもよい。

6.1.7 レベル2地震動に対する照査—耐震性能2の場合

(1) 構造解析は、部材の力学特性の非線形性を考慮して行う。なお、解析に用いる材料の力学特性モデルは、解析手法により適切に定めなければならない。

(2) 部材の破壊モードの判定

部材の破壊モードの判定は、式 6.1.7-1 及び式 6.1.7-2 による。

$$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} < 1.0 \quad \dots\dots\dots \text{曲げ破壊モード} \quad (6.1.7-1)$$

$$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} > 1.0 \quad \dots\dots\dots \text{せん断破壊モード} \quad (6.1.7-2)$$

ここに、 V_{mu} ：部材が曲げ耐力 M_u に達するときの部材各断面のせん断力

V_{yd} ：各断面の設計せん断耐力（コンクリート標準示方書設計編による）

γ_i ：構造物係数

(3) せん断破壊モードの場合の安全性の検討

せん断力に対する安全性の検討は、式 6.1.7-3 を満足しなければならない。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0 \quad (6.1.7-3)$$

ここに、 V_d ：部材の設計せん断力

V_{yd} ：部材各断面の設計せん断耐力

γ_i ：構造物係数

(4) 曲げ破壊モードの場合の安全性の検討

(i) 曲げ破壊モードの場合、引張鉄筋の降伏前にコンクリートが圧縮破壊しないよう、引張鉄筋を釣り合い鉄筋比以下とする必要がある。

(ii) 部材損傷レベル2の照査

部材損傷レベル2の場合の安全性の検討は、式 6.1.7-4 を満足しなければならない。

$$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0 \quad (6.1.7-4)$$

ここに、 M_d : 部材の設計曲げモーメント

M_{ud} : 部材各断面の設計曲げ耐力

γ_i : 構造物係数

(iii) 部材損傷レベル3の照査

部材損傷レベル3の場合の安全性の検討は、式6.1.7-5を満足しなければならない。

$$\gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_d \leq 1.0 \quad (6.1.7-5)$$

ここに、 μ_{rd} : 部材の設計塑性率

μ_d : 部材の設計じん性率

γ_i : 構造物係数

(5) 安全係数については、適切に定めるものとする。

【解説】

1) 構造物のモデル化にあたっては、ひび割れや部材降伏などによる非線形性を考慮して行うことを基本とする。動的解析を行う場合の力学特性モデルとしては、非線形履歴モデルを用いるのがよい。

2) V_{mu} を算出する場合の部材の曲げ耐力 M_u は、鋼材の実引張降伏強度 f_y を考慮し、かつ断面内の全軸方向鉄筋を考慮して算出するものとする。

3) 部材の設計せん断耐力が曲げ降伏耐力に達するときの部材各断面のせん断力より小さい場合には、設計せん断力は線形解析によって算定しなければならない。

4) 部材損傷レベル3の照査方法として、ここでは部材じん性率による照査を取り上げた。部材じん性率には、さまざまな因子が影響を及ぼすので、構造物あるいは部材に応じてこれらを適切に考慮して評価しなければならない。 μ_d の算定式として、例えば式6.1.7-6¹⁾があげられる。なお、本式の適用にあたっては、適用範囲、安全係数の取り方について参考文献の記述を参照すること。

$$\mu_d = [\mu_o + (1 - \mu_o)(\sigma_o / \sigma_b)] / \gamma_b \quad (6.1.7-6)$$

ここに、 $\mu_o = 12 (0.5V_{cd} + V_{sd}) / V_{mu} - 3$

σ_o : 軸圧縮応力度

σ_b : 釣合い破壊時の軸圧縮応力度

V_{cd} : せん断補強鉄筋を用いない棒部材の設計せん断耐力※

V_{sd} : せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力※

V_{mu} : 部材が曲げ耐力 M_u に達するときの部材各断面のせん断力

※ 計算式については、参考文献4)を参照のこと

この他にも、塑性ヒンジを考慮し部材の終局水平変位を求め、それと設計水平変位との比較により照査する方法³⁾もある。

5) 安全係数については、表6.1.7-1及び表6.1.7-2などを参考に適切に定めるものとする。

表 6.1.7-1 標準的な安全係数の値（「コンクリート標準示方書設計編」）

安全係数 限界状態	材料係数 γ_m		部材係数 γ_b	構造解析 係数 γ_a	荷重係数 γ_f	構造物 係数 γ_i
	コンクリート γ_c	鋼材 γ_s				
終局限界状態	1.3 または 1.5	1.0 または 1.05	1.15 } 1.3	1.0	1.0 } 1.2	1.0 } 1.2
使用限界状態	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

表 6.1.7-2 安全係数の標準的な値（「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物」）

安全係数 限界 状態の 種別	荷重係数 γ_f	構造解析 係数 γ_a	材料係数 γ_m		部材係数 γ_b	構造物 係数 γ_i
			コンクリート γ_c	鋼材 γ_s		
終局限界状態	1.0 ~ 1.2 (0.8 ~ 1.0) ^{*1}	1.0 ^{*2}	1.3	1.0 (1.05) ^{*3}	1.15 (1.3) ^{*4}	1.0 ^{*5} ~ 1.2
使用限界状態	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
終局限界状態 (地震時)	1.0	1.0 ^{*2}	1.3	1.0 (1.05) ^{*3}	1.0 (1.15) ^{*4}	1.0

※1 ()内は、小さい方が不利となる場合に適用する。

※2 一般に線形解析の場合とする。

※3 ()内は、スッパ-に使用する鋼材に適用する。

※4 ()内は、コンクリートの強度により定まるせん断耐力および、ねじり耐力の算定に適用する。

※5 主たる変動荷重と組み合わせる場合には、一般に 1.1 以上とするのがよい。

6.1.8 レベル2地震動に対する照査—耐震性能3の場合

耐震性能3に対する照査は、崩壊機構を適切に考慮したうえで、部材の一部が耐荷力を失っても、構造系としては地震直後に作用している荷重に対し、抵抗する余力のあることを確認するものとする。

【解説】

開削トンネルの場合、極端な例ではラーメン隅角部全てが塑性ヒンジ化しても、構造物は崩壊を免れる可能性もある。よって、耐震性能3に対する照査は、崩壊機構を適切に考慮したうえで、部材の一部が耐荷力を失っても、構造系としては地震直後に作用している荷重（構造物の重量、負載重量、土圧、液圧）に対し、抵抗する余力のあることを確認するものとする。

なお、塑性ヒンジ化した部材については、ピン接合として解析する手法などが考えられるが、塑性ヒンジ部がピンとしての機能を果たすかどうかなど、さらなる検討を要する。

現段階では耐震性能3の場合の設計例はなく、具体的な手法を確立するためには、今後の研究に期待するところである。

6.2 その他の構造物の安全性の評価

- (1)鋼材等，じん性の高い材料により構成される構造物については，ひずみにより安全性を評価することを基本とする。
- (2)許容ひずみは，1997年の兵庫県南部地震による被害事例を教訓に材料の機械的性質のうち，座屈強度を基に，構造物の重要度，使用目的などにより地震動レベルに対応して適切に定めるものとする。

【解説】

1)鋼材などじん性の高い材料を主体とする構造物については，材料の降伏後も大きな変形に耐えることができるため，ひずみによる評価が適当であると考えられる。

2)レベル1地震動に対する許容ひずみは材料の降伏点以下で設定することを基本とする。

なお，参考として，埋設管路（ガス，水道）における許容ひずみの例を以下に示す。トンネル構造物で許容ひずみを定める場合は，トンネルの用途や部材の重要度を考慮して，きめ細かく定める必要があるものと考えられる。

・「高圧ガス導管耐震設計指針」

(1)直管の許容ひずみは次の値のうちいずれか小さい方の値とする。

(i)1.0%

(ii) $35t/Dm$ (%), もしくは実測により求めた座屈開始ひずみ。

ここで

t : 管厚 (cm)

Dm : 管の平均直径 (cm)

ただし，ii)項において実測による座屈開始ひずみを用いる場合は，実測座屈開始ひずみに安全率1.25を考慮するものとする。

(2)直管の接合部及び異形管部の許容ひずみは次による。

1.0%

・「水道施設耐震設計工法指針・解説」

管体応力が，管体材料の降伏点応力以下であることを原則とするが，まれに生ずる地震動に対する安全性の照査を行う場合には，管体ひずみが0.4%以下であることにより判断してもよい。許容ひずみ量0.4%は，既往の国外の事例および国内での実験結果を参考にして安全側に定めたものである。

【参考文献】

- 1) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書〔耐震設計編〕， 社団法人土木学会， 1996年7月.
- 2) 佐藤勉， 渡辺忠朋: 鉄道におけるコンクリート構造物の耐震設計と耐震補強, セメント・コンクリート No. 606, p. 56, 1997年8月.
- 3) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説， 社団法人 日本道路協会， 1996年12月.
- 4) 土木学会コンクリート委員会: コンクリート標準示方書〔設計編〕， 社団法人土木学会, 1996年3月.

6.3 材料および構造の選定

トンネルの材料・構造の決定にあたっては、次の事項について耐震的見地から調査試験を行うものとする。

- (1) 構造用コンクリート
- (2) 構造用鋼材
- (3) 止水構造・材料
- (4) 継手構造・材料
- (5) 埋戻し、仮設構造

【解説】

一般的に山岳トンネルは、地盤自体がトンネル断面保持の役割を果たしているため、覆工構造に関する耐震性検討の必要性は小さい場合が多い。

これに対して都市トンネルは、軟弱地盤中に構築されることが多く、その場合、構造物がトンネル断面保持の主要な役割を果たすため、構造物の耐震性検討は設計上の重要な事項となる。そのため、構造や材料の選定にあたっては、耐震上の観点からも十分検討する必要がある。また、開削、シールド、沈埋に加え、近年事例が増えている NATM 工法など、トンネル工法は多様であり、それぞれ材料・構造が独特であるため、工法別の特徴を踏まえた耐震性の検討が必要である。

ここでは、シールドトンネルを例にとり、検討すべき内容を以下に示す。

(1) 構造用コンクリート

トンネルに使用されるコンクリート材料は、大きく、セグメント等の工場製品、立坑躯体や二次覆工等の現場打ちコンクリートに大別される。各部材が弾性耐力を越えて使用される場合もあり、ひびわれの発生後も動的強度・変形特性において、要求品質が確保されることを確認する必要がある。物性の確認方法については、静的な試験結果を参考にして判断するのが一般的であるが、例えば部材厚が大きく、外部拘束ひびわれの発生が考えられる場合や、高強度化を指向し特殊な材料を採用する場合等においては、構造や設計面での配慮も必要である。

(2) 鉄筋

鉄筋コンクリート材料としては、一般の構造物と同様に取り扱えばよい。ただし、施工上鉄筋の曲げもどしが必要となる場合や、継手位置が集中せざるを得ない場合等には、必要に応じて試験調査を行わなければならない。

(3) 止水構造・材料

シールドセグメント間目地や、現場打ちコンクリート打ち継目部には、水膨張性ゴム等のシール材、止水板等による止水構造が採用されているが、長期にわたる水密性、耐蝕性、耐久性が要求されるため、十分な検討が必要である。特に、地震後の残留変位が予想される場合には、これ

を加味して、材料や構造の選定を行うことが望ましい。

(4) 継手構造・材料

現在、新しい構造形式のセグメントが数多く実用化されつつあり、これに伴い継手の構造も多様化が進んでいる。これらの動的特性も、柔構造から剛構造まで幅広くなっており、地盤条件や地震荷重を考慮した上で、十分な検討に基づき継手構造や配置の設定を行う必要がある。

(5) 鋼板（スキンプレート）

シールドマシンのスキンプレートは、掘進終了後、到達部に残置し二次覆工を施すことが多いが、スキンプレート内面には、駆動部溶断撤去による凹凸が残るため、二次覆工コンクリートとスキンプレートは、地震時に一体として挙動する。したがって、特にシールドマシン長が長い場合には、その端部のセグメント継手において大きなひずみが集中するため、継手箇所の柔構造化等が必要となる場合があるため、注意を要する。

(6) その他（構造物と地盤間バネ定数設定上の注意点）

立坑の施工は、通常、矢板等により土止めを施し、開削にて躯体構築を行うことが一般的であるが、個別の施工条件により周辺埋戻し後土止め撤去する場合や、土止め壁を外型枠として残置する場合等、完成後の躯体周辺の動的環境は様々である。特に開削埋戻し後土止め矢板を引き抜くような場合、ゆるんだ埋戻し地盤の強度復元に長期間をようすることがあり、注意を要する。したがって、埋戻し仕様や仮設構造、完成後の地盤状況は、その動的な特性を考慮して行い、適切に設定する必要がある。

