

2. 海外との比較からみた日本の耐震設計

2.1 はじめに

1995年兵庫県南部地震の後、日本の耐震設計においては、大きな地震力に対しては構造物が降伏することを前提とする考え方がとられてきている。また、実務設計者の意識においても、このような耐震設計の基本的な考え方が定着してきており、より安全で合理的な構造設計を実現するための素地が形成されてきているように思われる。

一方、海外においては、キャパシティーデザイン (Capacity Design) の考え方にもとづく耐震設計が、耐震設計先進国をはじめ広く採用されてきている。その代表的なものとしては、アメリカの AASHTO 橋梁設計示方書 (American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc.による Standard Specifications for Highway Bridges)¹⁾ (1996年) および ATC-32 (カリフォルニア州の道路橋を対象とした橋梁設計基準改善案)²⁾ (1996年)、ヨーロッパの Eurocode 8 (Design provisions for earthquake resistance of structures、以下、EC8 と称す)³⁾ (1994年)、およびニュージーランドの Transit New Zealand による Bridge Manual⁴⁾ (1995年) や NZS3101 Concrete Structures Standard (以下、NZS3101 と称す)⁵⁾ (1995年) などがあげられる。

上述のキャパシティーデザインにおいても、日本の耐震設計と同様に構造部材のじん性や保有耐力の適切な確保がその根幹をなしており、これだけをとってみると日本と海外での耐震設計の違いがあまりよく見えてこない。これまでは、上記した海外の耐震設計基準類の内容紹介についての報告⁶⁾や、実際にそれらの基準類を用いた試設計に基づく比較を実施した報告⁷⁾もある。しかし、前者はどちらかといえばそれぞれの基準類の内容を示しただけに留まったものであり、後者の試設計においても基本的には日本の実務者が実施しているというものであった。

このような背景を認識しつつ、本章では日本の耐震設計の考え方や方法を基準として、海外の耐震設計基準類との比較を行い、その違いなどの特徴について整理・考察を行った結果をまとめている。また、ニュージーランドの建設コンサルタント”Opus International Consultants Limited”の設計技術者による橋脚の試設計結果と、Bridge Manual/NZS3101 による耐震設計計算のポイントについてもまとめている。本章の目的は、これらのことを踏まえて、海外の耐震設計との比較から見えてくる日本の耐震設計について、今後の合理化検討における着目点や課題を把握することである。なお、ここで対象とする日本の耐震設計基準は、道路橋に対するものとして平成8年道路橋示方書^{8),9)}としている。

本章で紹介する内容は、平成10年度より活動を開始した「国内外の耐震設計基準による橋梁比較設計検討」分科会 (土木学会 地震工学委員会 地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会) の、これまでの活動結果にもとづくものである。

2.2 海外の耐震設計基準類の特徴比較

2.2.1 概要

前記した海外の耐震設計基準類の特徴を把握するため、道路橋示方書との比較を特に重要と思われた事項について行った。ここで特徴比較を行った事項は、以下に示すような耐震設計において重要と思われるものである。

- ①目標性能（耐震設計のクライテリア）
- ②耐震設計の流れ（フロー図）
- ③地震力
- ④計算法
- ⑤部材設計（橋脚、基礎）
- ⑥免震設計
- ⑦落橋防止構造

上記の項目につき、どちらかと言えば道路橋示方書サイドから見た比較を試みたつもりである。また、単なる記述の比較だけでなく、条件を合わせられるものについては数値の比較をグラフや表で行った。ただし、具体の比較をするにあたっては同じレベルや意味あいとして取り扱うのが困難なものもあり、その場合はかなり割り切った判断をしている。したがって、本節の内容には定性的な傾向にもとづく比較評価となっている部分があることを、ご了解願いたい。

なお、本節の執筆は、前記した「国内外の耐震設計基準による橋梁比較設計検討」分科会のメンバーが以下のような分担で行ったものである。

- 前原康夫氏（八千代エンジニアリング）：2.2.2 目標性能、2.2.3(1)ATC-32、(2)AASHTO
における耐震設計の流れ及び2.2.5 計算法
- 南 浩郎氏、山野辺慎一氏（鹿島建設）：2.2.3(3)ユーロコード8における耐震設計の流れ
及び2.2.7 免震設計
- 森 敦（日本技術開発）：2.2.3(4)Bridge manual/NZS3101における耐震
設計の流れ及び2.2.8 落橋防止構造
- 矢部正明氏（長大）：2.2.4 地震力
- 粟根 聡氏（新構造技術）：2.2.6(1)橋脚
- 山本洋一氏（白石）：2.2.6(2)基礎

2.2.2 目標性能（耐震設計のクライテリア）

各国における耐震性能の考え方を表 2.2.1 に示す。各国の基準とも、2（または3）段階の地震動に対して、橋梁の耐震性能を定めている。橋梁の耐用期間に発生する確率の高い中小地震に対しては機能を維持し、大地震に対しては損傷を認めることは各基準で共通である。ただし、これは基本的な考え方であって、各地震動レベルに対して実際に照査しているのかどうかは不明である。ニュージーランドの規定では、第2段階の地震動に対する要求事項に対応しているならば、他の地震動レベルにも対応可能であるので、照査は不要と明記してある。

機能を維持できる損傷程度としては、道路橋示方書のように基本的に損傷を認めず、弾性限度内を要求するものから、緊急の補修を要しない程度の損傷（ユーロコード）や修復可能な損傷（ATC-32の普通の橋梁）を認めるものまでである。

大きな地震に対しても崩壊しないことはどの基準でも最低限の条件としているが、機能がどの程度維持されるかは明瞭でない。道路橋示方書では、交通との関係が明示されているわけではないが、重要度に応じて、補修により通行が可能となる状態と通行が早期に回復することは困難な状態を想定していると思われる。ユーロコードやニュージーランドは緊急車両の通行は可能な状態としている。ATC-32では重要度により、ただちに一般交通が可能な状態と数日で制限つきで交通が可能な状態に分類される。

なお、ニュージーランドでは3つの地震レベルに対して、耐震性能があり、設計再現期間に相当する地震（2番目の大きさの地震）に対しては、当初設計レベルの荷重に耐えられるような復旧が可能であり、設計再現期間に相当する地震よりかなり大きい地震に対しては、当初設計レベルより低くなくても、恒久的復旧は可能な状態とするとしており、復旧程度のレベルによって耐震性能を区分していることが特徴的である。

要求される耐震性能を構造物の重要度によって明白にわけているのが、道路橋示方書とATC-32及びAASHTOである。ユーロコード及びニュージーランドでは、重要度によって耐震性能を変えろという思想が明確にはでておらず、重要度によって設計地震荷重を変化させるものとしており、これは平成2年以前の道路橋示方書で、重要度別補正係数によって設計震度を変えていたのと同様の考え方である。また、AASHTOの耐震性能区分は、建設地点の加速度係数の大きさと構造物の重要度によって、設計及び解析手法をかえるためのものであり、耐震性能Aの構造物は特別の耐震計算は行わず、構造細目で対処し、BからDは耐震計算を行う。耐震性能Dの橋梁では地震後の機能保持を目的として、踏掛け版の設置等を要求される。

コンクリート構造の場合について、損傷レベルをある程度具体的に示しているのは、道路橋示方書とATC-32だけであり、表 2.2.2 はこれを比較したものである。両者とも損傷レベルを3段階に分類しているが、そのレベルが一対一に対応したものではない。各レベルとも道路橋示方書よりATC-32の方が損傷がやや進行した状態にあると言えよう。例えば第1段階では、道路橋示方書では弾性限界以内であるのに対し、ATC-32では非線形応答がわずかに生じてよいものとしている。また、第3段階では、道路橋示方書では水平耐力が低下し始める状態の手前であるのに対し、ATC-32ではコンクリートがかなり碎片化した状態である。このように損傷のレベルはATC-32の方が道路橋示方書より進んだ状態であるにもかかわらず、第2の損傷レベルまで地震後ただちに一般の交通が可能な状

表 2.2.1 地震動のレベルと耐震性能の関係の比較

道路橋示方書		ATC-32		AASHTO		ユーロコード		ニュージーランド																			
レベル 1	地震	機能評価中の地震動 供用期間中の評価確率が 60%の地震動		小～中規模地震に対し		耐用年数内の発生確率が 高い地震に対し		設計再現期間に相当 する地震より小さい																			
	耐震性能	健全性を損なわない 普通の橋梁 使用レベル — 直ちに 修復可能な 損傷		重大な損傷がなく、 弾性領域内で抵抗		交通障害や緊急補修を 必要としない程度の損傷		損傷はほとんど無し 通常の車両走行																			
レベル 2	地震	橋の供用期間中に発生 する確率が大きい地震動		大きな地震に対し		設計で想定した地震に対し		設計再現期間に相当 する地震																			
	耐震性能	強度が 重要な橋 標準的な被 害防止する		崩壊しない。 損傷の発生箇所は 検査と修復が容易な位置 地震後の緊急車両の通行		部分的ダメージは許容 構造的安定性と 適度な残存耐力を保持 損傷判定と補修の容易さ		若干の損傷 応急的な復旧を必要 当初の設計荷重に対し 恒久的復旧が有効																			
レベル 3	地震	供用期間中に発生 する確率が低い地震動						設計再現期間に相当す 地震よりかなり大きい 地震																			
	性能	重要な橋 限定された 損傷にこと め		地域の加速度係数(A)と橋の 重要度(IC)により耐震性能区 分(SPC)が異なる。SPCは4 段階で、これにより、解析法 と設計法が異なる。				かなりの損傷はあるが 崩壊はしない 当初の設計荷重より小 さい荷重に対してではあ るが恒久的復旧が可能																			
備考			使用レベル 1) 直ちに 地震後ただちに一般の 交通が可能である。 2) 制限付き 地震後数日以内で制限付き通 行(車線制限、軽量の緊急車) が可能である。数ヶ月内で 交通が完全に回復する。		<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">加速度係数</th> <th colspan="2">重要度</th> </tr> <tr> <th>I</th> <th>II</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$A \leq 0.09$</td> <td>A</td> <td>A</td> </tr> <tr> <td>$0.09 < A \leq 0.19$</td> <td>B</td> <td>B</td> </tr> <tr> <td>$0.19 < A \leq 0.29$</td> <td>C</td> <td>C</td> </tr> <tr> <td>$0.29 < A$</td> <td>D</td> <td>C</td> </tr> </tbody> </table>		加速度係数	重要度		I	II	$A \leq 0.09$	A	A	$0.09 < A \leq 0.19$	B	B	$0.19 < A \leq 0.29$	C	C	$0.29 < A$	D	C				
加速度係数	重要度																										
	I	II																									
$A \leq 0.09$	A	A																									
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B																									
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C																									
$0.29 < A$	D	C																									

表 2.2.2 損傷レベルと限界状態の比較

	道路橋示方書	ATC-32
損傷レベル		<p>最小限の損傷 : 本質的には弾性挙動 修復可能な損傷 : 機能損失に対しては最小のリスクであり、修復可能な損傷 重大な損傷 : 崩壊に対しては最小のリスクであり、修復のため閉鎖を要する損傷</p>
コンクリート	<p>鉄筋コンクリート橋脚の場合 水平方向の地震力が繰返して作用すると、降伏後水平耐力は最大耐力（終局水平耐力）に達し、その後水平変位がささらに大きくなってかぶりコンクリートの剥離や主鉄筋の破断が生じ始め、これに伴って水平耐力が低下し始める。 健全性を損なわない : 降伏状態をこえるような損傷を生じないこと 限定された損傷 : 橋としての機能の回復をより速やかに行うために次項よりさらに余裕をもった状態にあること 致命的被害を防止する : 落橋を生じないように主要構造部材の水平耐力が低下し始める状態の手前にあること</p>	<p>コンクリート構造物の挙動</p> <p>最小限の損傷 : 非線形応答がわずかに生じたとしても、地震後の損傷はコンクリートの微小なひびわれに限られる。 修復可能な損傷 : 非線形応答が発生し、コンクリートのひび割れや鉄筋の降伏、かぶりコンクリートが少し砕ける。損傷の程度は、構造物が、鉄筋の置き換えや構造部材の置き換えをすることなく、地震前の状態に本質的に回復可能であるように限定される。修復は閉鎖を必要としない。永久的埋め合わせは避けなければならない。 重大な損傷 : 崩壊の危険性は最小限あるけれど、永久的埋め合わせがあるかもしれない。そしてひび割れや鉄筋降伏、コンクリートがかなり砕片化からなる損傷は修復のために閉鎖を必要とする。場合によっては、部分的あるいは全体的置き換えが必要となるかもしれない。</p>

態で、第3の損傷レベルでも数日内で制限付き交通が可能で、数ヶ月で一般交通が可能としている。損傷状況と交通の可能性の関係については、ATC-32と道路橋示方書の間ギャップがある。

設計計画において、地震時における構造物の挙動（どの位置にどの程度の塑性化を許すか）を明確にしておくことが求められている基準がある。表2.2.3は各基準の構造挙動の分類を比較したものであり、じん性を最大限に期待した構造からじん性を全く期待しない構造までの何段階に分類されている。道路橋示方書では、このような分類は明確ではないが、耐震計算手法が違うことも理由であると思われる。構造挙動の分類をしている基準は、これを地震荷重の低減係数と関連づけている。すなわち、特別の計算をすることなく、構造挙動分類その他によって低減係数の値を定めており、じん性を期待するほど、地震荷重を低減することになる。AASHTOでは、具体的な下部構造の材質や形式によって、低減係数を定めており、道路橋示方書では、構造的な条件から許容塑性率を計算し、地震荷重の低減量を算定するので、構造挙動を特別に規定していない。

ただし、構造挙動の分類は、じん性のことだけではなく、キャパシティーデザインとも関連しており、地震後の検査・補修を考慮し、各構造挙動ごとに塑性ヒンジの発生位置を規定している。

表 2.2.3 構造物の地震時挙動区分の分類

ATC-32	ユーロコード	ニューゼーランド
<p>(a) 全靱性構造 (靱性を最大限に期待した構造) 水平荷重下において、塑性メカニズムが形成される。設計では、塑性メカニズムを明確に定めなければならない。降伏予定箇所は設計地震後の検査が可能で、柱と橋脚壁の曲げ塑性ヒンジと橋台壁・翼壁の背後の地盤の非弾性変形に限定されるように計画する。 構造細目や形状は、繰り返し載荷下で重大な強度低下をせず、大きな靱性能力を保證するものでなければならない。 (b) 限定靱性構造 (靱性を限定的に期待した構造) 水平荷重下で、塑性メカニズムが形成されるが、要求される靱性の程度は小さい。検査がただちにできないような箇所や、降伏してもよい。非弾性挙動は、柱と橋脚壁の曲げ塑性ヒンジと橋台壁・翼壁背後の地盤の非弾性変形に限定されるものとする。構造細目と形状への要求事項は全靱性構造の場合と同じである。 (c) 弾性構造 (靱性を全く期待しない構造) これは、鉛直及び地方向の水平荷重と組み合わせを考慮した設計荷重下で弾性的なままであるものとする。 (d) 免震、制震システムを有する構造 これは、地震絶縁、受動的エネルギー吸収装置や地震応答を制御するその他の機械的装置を有する構造である。水平荷重下で、塑性メカニズムは形成されても、生じられなくともよい。塑性メカニズムの発生は解析によって決定される。</p>	<p>(a) 靱性挙動 大地震による安定的塑性メカニズムを形成するヒンジによる安定的塑性メカニズムを形成するが、免震装置の設置による。 塑性ヒンジの位置は、橋脚で、検査や修復のしやすい場所を選定すべきである。一般に橋梁上部構造は弾性領域内にとどめるべきである。η_k が 0.6 以上の鉄筋コンクリート断面においては、塑性ヒンジの形成を認めるべきではない。全体系的荷重変位関係は、降伏点において顕著な荷重上昇がなくなり、5 回以上の繰り返し載荷に対しエネルギー吸収がはかれなければならない。 いくつかの支承部にゴムの検査を用いる場合、他の支承部材で塑性ヒンジが形成された後、変位の増加にともない抵抗力が増加することもありますが、抵抗力の増加比率は少しでも低減するようになすべきである。 必ずしも、曲げヒンジが全ての橋脚に形成される必要はないが、もし塑性ヒンジができれば、橋梁の最適な弾塑性挙動が達成される。 滑動したり、滑り支承またはゴム支承で上部工に結合している支持部材 (橋脚または橋台) は、一般には弾性領域内に止めるべきである。 ゴム支承の変形は主に弾性的であり、橋梁は靱性挙動とはならない。塑性ヒンジが形成されない場合、靱性挙動を仮定してはならない。 (b) 限定じん性/本質的には弾性挙動 設計地震において、顕著に降伏しない。荷重変位特性においては、荷重が横ばい状態になる必要はない。理想的な弾性挙動とは違って、履歴エネルギー吸収がいくらかはある。このような挙動は挙動係数 $q \leq 1.5$ に相当し、本規準では限定じん性と呼ぶ。</p>	<p>(a) じん性に富んだ構造物 水平荷重下で、塑性メカニズムが形成される。降伏後、水平変位の増加に対し耐力はほぼ一定状態となる。じん性に富んだ構造物は、最大設計変位に至るまでに水平耐力の減少を 20% 以下におさえて、少なくとも 4 回の履歴ループを描き、じん性は少なくとも 6 を保持するものでなくてはならない。ただし、設計荷重を決定する目的では、設計靱性率の値は 6 かそれ以下に限定される。 (b) 部分的にじん性に富んだ構造物 (Type I と Type II) 水平荷重下で塑性メカニズムが構造物の一部にのみ形成されるため、降伏後の荷重～変位関係は勾配を持ち耐力が増加する。 Type I の構造物では、設計変位に至るまで耐力の増加が続く。 Type II の構造物では、降伏以後のある変位で、完全な塑性メカニズムが形成される。 (d) 限定じん性性能構造物 じん性に富んだ構造物ないしは部分的にじん性に富んだ構造物として認識されるが、降伏強度は設計荷重を超えることがなくその許容じん性は 6 より小さい。設計荷重は地震危険度応答スペクトルによって決定される。 (c) 限定じん性要求構造物 じん性に富んだ構造物ないしは部分的にじん性に富んだ構造物と認められるが、その降伏強度は設計荷重を超えており、したがって、要求じん性は最大値の 6 より小さくなる。 (e) 弾性構造物 このタイプの構造物は設計荷重もしくはそれ以上まで、弾性に留まる (降伏しない) ため、荷重の許容値に達したあとはほとんどじん性を持っていない。このような場合、弾性後の挙動は低水準であるものの、崩壊の危険性はじん性を富んだ構造物より大きくはない。 (f) エネルギー吸収装置と一体化した構造物 このタイプの構造物は吸収装置や鉛直支持機構のタイプによって、じん性構造物、部分じん性構造物、または限定要求じん性構造物に分類される。 (h) ロッキングピア上の構造物 大きな直接基礎などで浮き上がりが生じることと土との間にエネルギー吸収効果が作用するというものである。ただし、十分な実績がないことから、じん性は最大で 3 としている。 (g) 地盤に固定する構造物 橋台を弾性構造として取り扱うものであり、地盤加速度と同じ動きをすることを想定されるものである。</p>

2.2.3 耐震設計の流れ

海外の耐震設計基準類（アメリカ：AASHTO、ATC-32、ヨーロッパ：ユーロコード8、ニュージーランド：Bridge Manual/NZS3101）における耐震設計の流れを比較する。ただし、AASHTO 以外については、基準の中に具体的な設計フローが示されていないため、基準に盛り込まれている項目や内容の理解にもとづき耐震設計フローを想定したものである。

（1）ATC-32（アメリカ カリフォルニア州道路橋）における耐震設計の流れ

ATC-32 では想定される橋梁の重要度と形状タイプによって、解析手順は異なる。ここでは、形状タイプがI（上部構造は連続でバランスのとれた径間で、ほぼ均等な剛性を有するベントで支持された、顕著な鉛直振動応答を生じない）を対象として、ATC-32 の条文から読みとれる耐震設計の流れを、図 2.2.1 に示す。重要度に応じて、機能評価をするかどうかは分かれているのが特徴的である。

（2）AASHTO（アメリカ全州道路橋）における耐震設計の流れ

AASHTO では耐震設計の流れが具体的に明記されており、図 2.2.2 に示す通りである。耐震性能区分によって、設計法の流れが異なるのが特徴である。

（3）ユーロコード8（ヨーロッパ）における耐震設計の流れ

今回対象とした海外の耐震設計基準類の中で、ユーロコードは橋梁以外の構造物も含めた総合的な設計コードである。図 2.2.3 に示した耐震設計フローは、特に橋梁構造物を対象とした EC8 パート2 に述べられている内容にもとづき想定したものである。

（4）Bridge Manual/NZS3101（ニュージーランド）における耐震設計の流れ

ニュージーランドにおける橋梁の耐震設計は、ここで対象としている鉄筋コンクリート構造であれば、Bridge Manual と NZS3101 を適用して行われているのが通常である。前者は耐震構造計画、設計地震力、じん性率設定、地震荷重の水平2方向合成方法、耐震設計計算方法、基礎の設計方針、落橋防止構造の設計などについて規定している。一方、後者は構造部材（ヒンジ部、ヒンジ部以外）の曲げやせん断に対する設計方法や保有性能（曲げ耐力、せん断耐力等）の計算方法、塑性ヒンジ長の規定、強度低減係数・過強度係数等の規定方法、配筋細目等の規定などについて記述されている。

（5）道路橋示方書耐震設計編における耐震設計フローと海外基準類との比較

道路橋示方書においては、震度法と地震時保有水平耐力法の2段階設計法がとられており、それぞれで設計・照査に要求されるレベルが異なっている。それに対して、上記の海外の耐震設計の流れにおいては、1段階の設計が実施されていることがわかる。基準の内容からのみ判断される設計の流れから見れば、海外の耐震設計フローは概して簡便なように思われる。

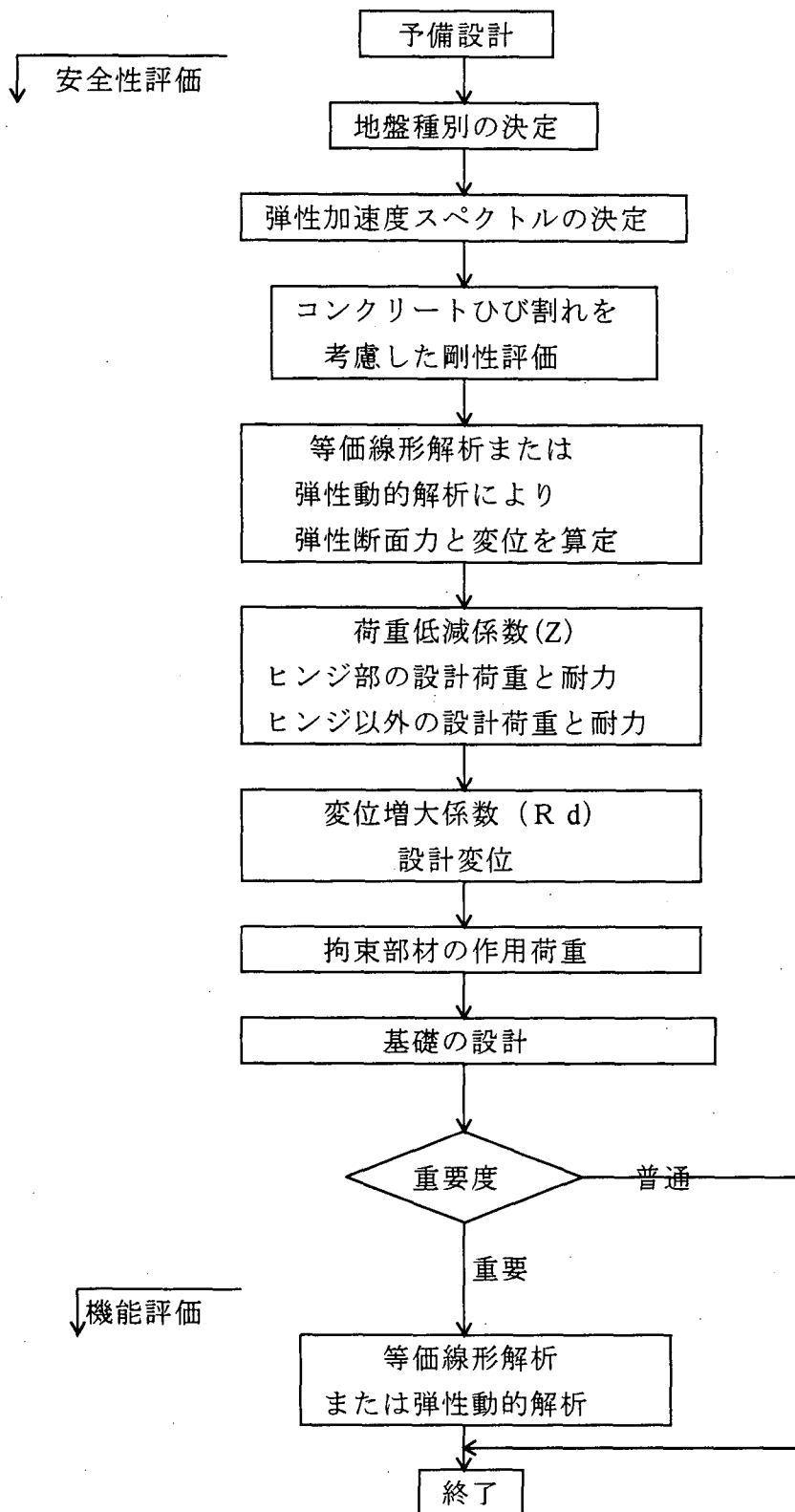


図 2.2.1 ATC-32 の耐震設計フロー

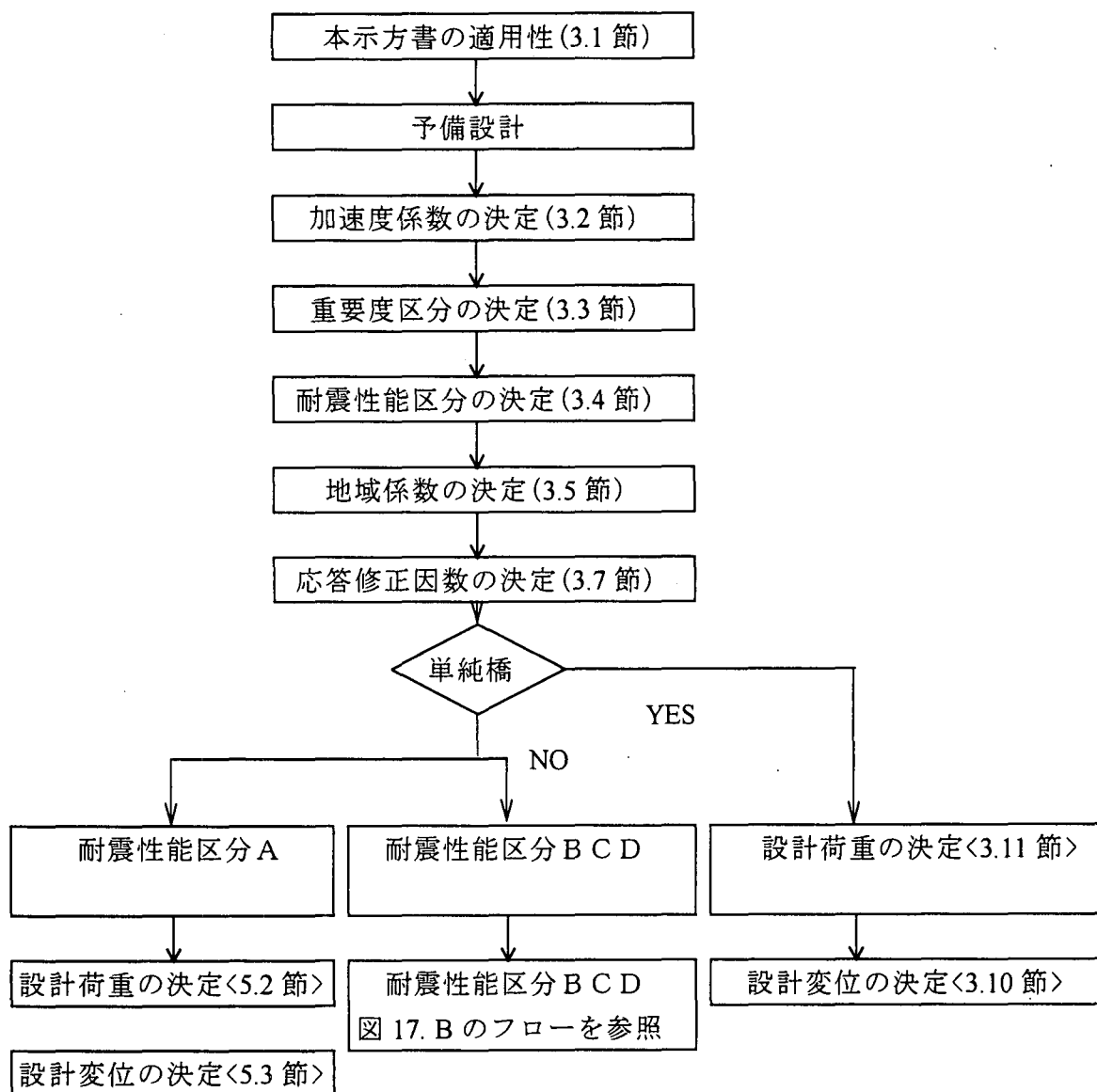


図 2.2.2A AASHTO の耐震設計のフロー

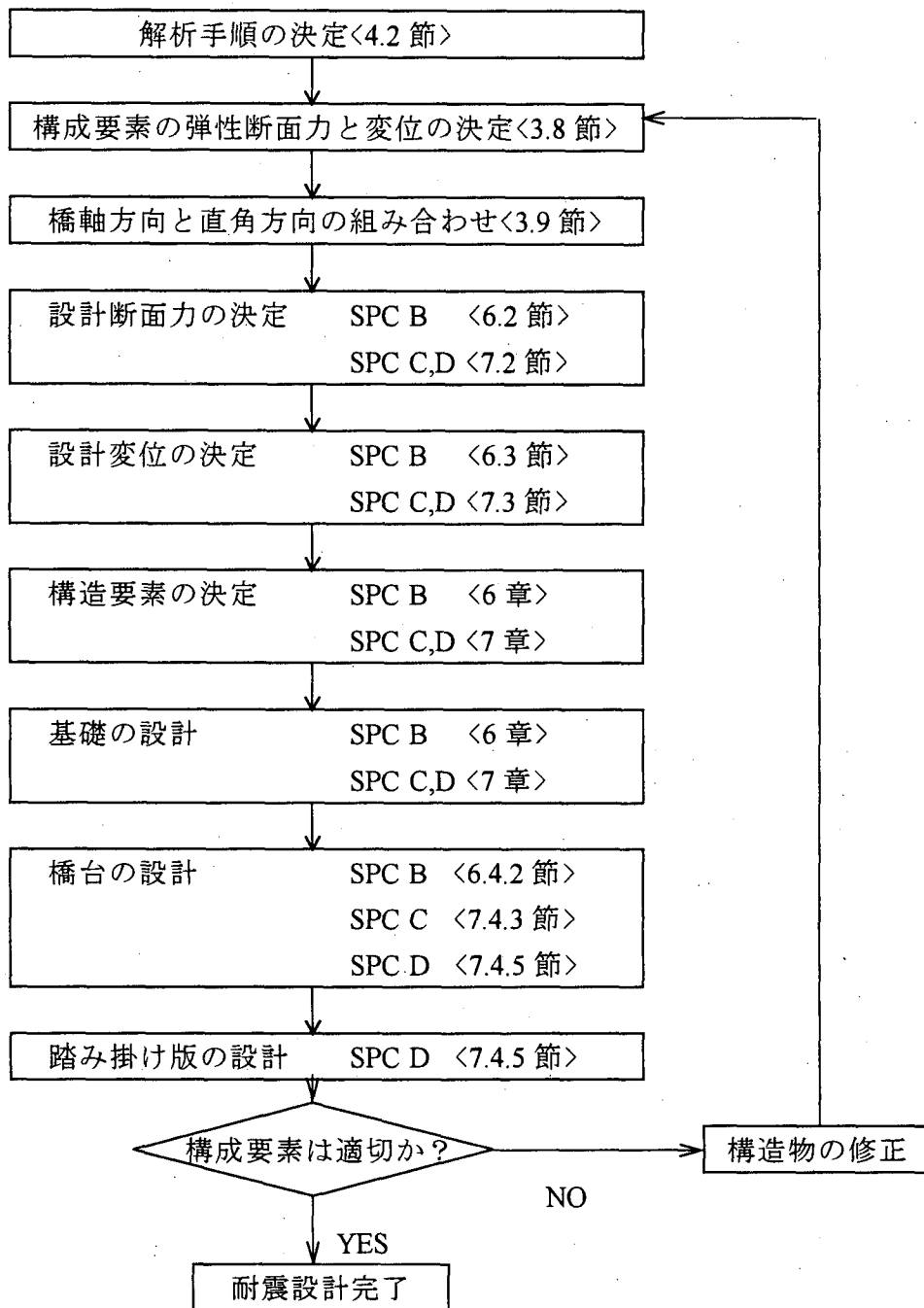


図 2.2.2B AASHTO 耐震性能 BCD に対するサブフロー

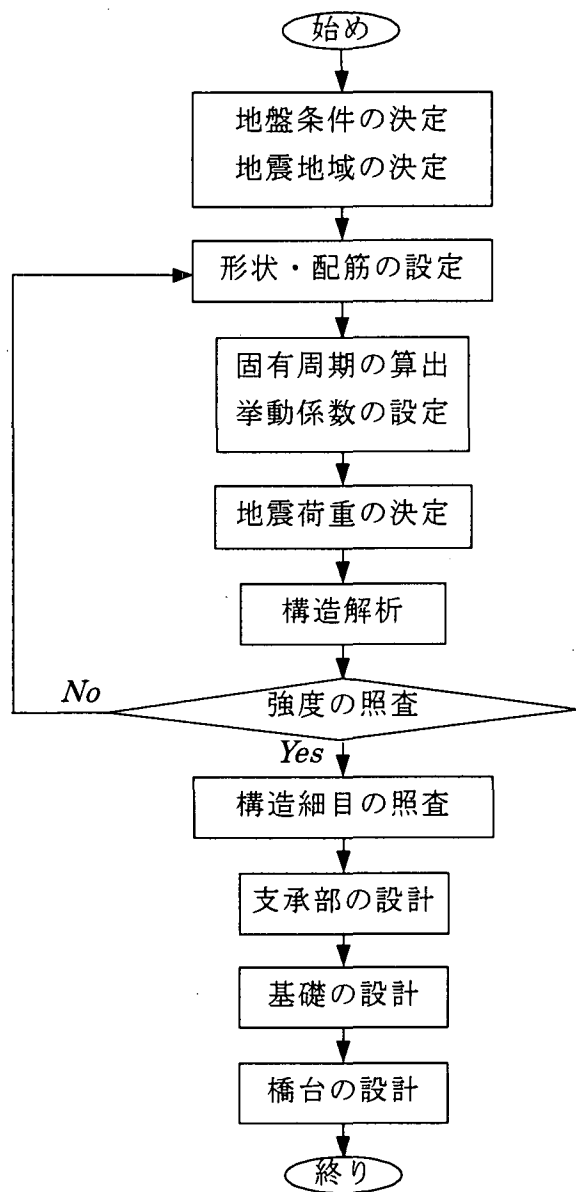


図 2.2.3 ユーロコード 8 の耐震設計フロー

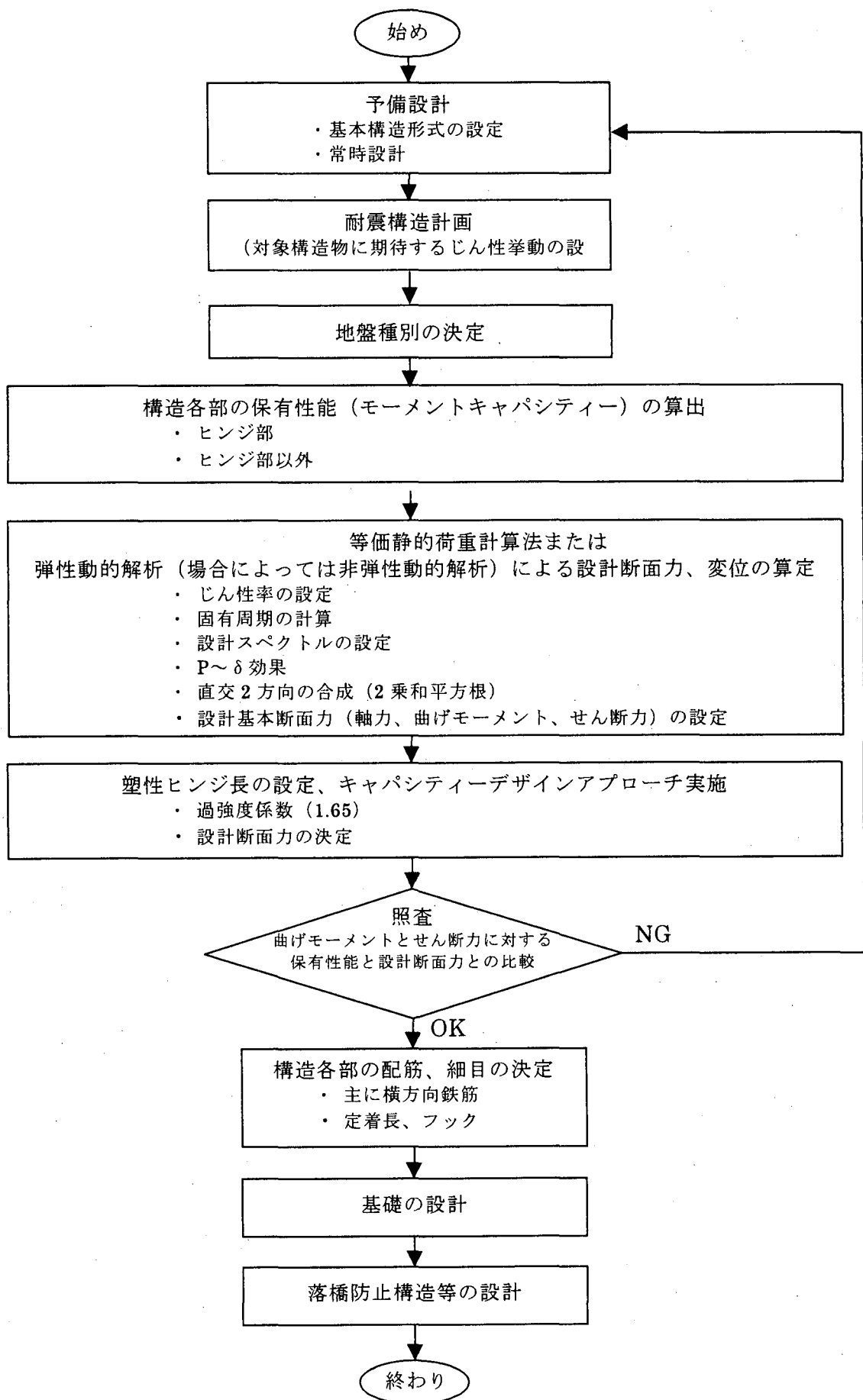


図 2.2.4 Bridge Manual/NZS3101 の耐震設計フロー

2.2.4 地震力

設計に用いる地震力に関連する事項として、耐震設計上の地盤種別、地震力の算出（設計水平震度、加速度応答スペクトル）、荷重低減係数、地盤変位の算出、残留変位の算出、 $P\sim\delta$ 効果に着目し、道路橋示方書と海外の基準類を対比して整理した。以下に、それらの比較から見られる特徴的な事項をまとめて示す。

（1）耐震設計上の地盤種別（表 2.2.4 参照）

道路橋示方書、EUROCODE8、Bridge Manual は地盤を 3 種類に分類しており、ATC-32 は 6 分類、AASHTO は 4 分類である。せん断波速度もしくは地盤の固有周期を指標とした分類が多いが、AASHTO ではあまり明確な数字による分類が見られない。道路橋示方書は地盤の固有周期のみを指標としており、EUROCODE8 はせん断波速度のみ、ATC-32 と Bridge Manual はせん断波速度に加えて非排水せん断強度等の指標を組合せて分類している。

（2）耐震設計に用いる地震力（表 2.2.5 参照）

地域毎に想定する地震力の差は、道路橋示方書と Bridge Manual では地域別補正係数を用いて表現しており、ATC-32、AASHTO、EUROCODE8 では各地点にける地盤上の加速度値の差として考慮されている。

構造物の重要度については、各基準とも 2~3 種類の分類を行っているが、道路橋示方書と AASHTO が重要度別に目標とする耐震性能を区分しているのに対し、EUROCODE8 と Bridge Manual では設計地震荷重の大きさを重要度別に区分している。また、ATC-32 では重要度に応じて評価項目や解析法を変えるという方針をとっている。道路橋示方書、AASHTO、ATC-32 では重要度が地震力の大きさに影響を与えない。

地震力の算出に関連して減衰定数について記されているのは、道路橋示方書と EUROCODE8 だけであり、減衰定数の増加に伴って補正係数により地震力を低減している。

地震動が大きくなると構造物は非線形挙動を示し、その非線形特性に応じて構造物に入力される地震力は低減されると考えられる。各基準においてもそのような効果が考慮されており、道路橋示方書においては弾性加速度応答スペクトルをベースに算出された設計水平震度をエネルギー一定則により低減している。Bridge Manual では低減の際に変位一定則を基本としており、固有周期により低減率を変化させている（変位じん性率 μ による低減）。その他の基準では荷重低減係数により弾性加速度応答スペクトルを低減している（変位一定則の概念）。

鉛直地震力としては、各基準とも水平震度の 0.5~0.7 倍程度を採用しているが、道路橋示方書は支承部設計に用いるものであり、Bridge Manual は上部構造設計に用いるものである。なお、AASHTO には鉛直地震力に関する規定が無い。

（3）設計地震動の加速度応答スペクトル

図 2.2.5~2.2.7 に各基準における設計水平震度と加速度応答スペクトルを示す。なお、図中のスペクトルの値は各周期における最大値を示している。

タイプⅠ地震動相当のものについてみると、道路橋示方書で規定されている設計地震動の加速度応答スペクトルは、他の基準に比べてピークを示す周期帯が広く、短周期域から1.5～2.0秒程度の比較的長周期域まで一定のスペクトルレベルとなっている。ATC-32、EUROCODE8、Bridge Manualは0.5秒程度までの比較的短周期域において、道路橋示方書と同程度～2倍のレベルとなっているが、ピークを示す周期帯は道路橋示方書に比べて狭くなっており、0.5秒より長周期側では大きく低下している。AASHTOは全周期帯において道示道路橋示方書よりも小さい値となっている。

タイプⅡ地震動相当のものについてみると、タイプⅠ同様、道路橋示方書はピークを示す周期帯が広がっており、比較的長周期域においても高い値を示している。EUROCODE8はピーク値が道示よりも3割程度大きい、道路橋示方書よりも短周期側で急激に低下している。他の基準はピークが道路橋示方書と同程度もしくは低くなっている。

(4) 荷重低減係数の比較 (表 2.2.6、表 2.2.7 参照)

構造物の非線形特性に応じて定める荷重低減係数の設定法は、各基準で異なっている。道路橋示方書では地震力の低減に許容塑性率 μ に応じたエネルギー一定則を適用しており、海外基準でいう荷重低減係数とは異なる。ATC-32では、構造物の固有周期と地震動の周期特性によって荷重低減係数を分類しているのが特徴的である。対象とする構造物は、柱、壁、キャパシティデザインされていない脆性的構造要素の3つに分類されており、その構造物が全靱性構造か限定靱性構造かによっても荷重低減係数を変化させている。AASHTOでは構造物の種類毎に設定されている。EUROCODE8もAASHTOと同様に構造物の種類毎に荷重低減係数を設定しており、限定的靱性か靱性かの分類をしている。Bridge Manualは構造物の種類毎に荷重を変位じん性率 μ で低減しており、この変位じん性率と荷重低減係数とは同じものと考えられる。

(5) 地盤変位 (表 2.2.8 参照)

けたかかり長を算出する際に考慮される地盤変位の影響分として、道路橋示方書、AASHTO、EUROCODE8では地盤種別毎に算定式が定められている。ATC-32とBridge Manualには明確な記述がみられない。

(6) 残留変位 (表 2.2.9 参照)

橋脚の残留変位に関する規定があるのは道示だけである。

(7) P～ Δ 効果 (表 2.2.10 参照)

道示にはP～ Δ 効果に関する規定は無いが、他の基準には何らかの記述がみられる。ATC-32とBridge Manual/NZS3101(基準に方法は記述されおらず、一般的に適用される式である：章末添付資料の試設計計算書による)にはP～ Δ 効果を考慮する際の式が示されている。AASHTOとEUROCODE8は、P～ δ 効果の影響を考慮する対象構造物・部材を指定している。

表 2.2.4 耐震設計上の地盤種別 (道路橋示方書 V 耐震設計編を基準とした場合)

耐震設計 基準 地盤種別	道路橋示方書 V耐震設計編 (1996)	ATC-32 ¹⁾ (1996)	AASHTO ²⁾ (1996)	EUROCODE8 (1994)	Bridge Manual/NZS3101 (1995)
I 種地盤	微小ひずみ時のせん断剛性を 用いて求められるせん断振動 系としての基本固有周期 T_G が 0.2 秒よりも短い地盤。	タイプC 軟岩と非常に密接な地盤。 せん断波速度は $360 < V_s \leq$ 760m/s または、標準貫入抵 抗 $N > 50$ か非排水せん断 強度 $S_u > 100\text{kPa}$ のいずれ か	タイプII 深さが 60m を越え、岩盤上の 地盤タイプが砂、砂礫、固結 粘土の安定した堆積である固 結粘土または強度のある粘着 性のない条件の地層である。	クラスA 表層では最大でも 5m の軟弱層を合 む、少なくとも 800m/s のせん断波速 度 V_s により特徴付けられる岩盤ある いはその他の地質学的な形成層 少なくとも数 10m の厚さがあり、深 さとともに力学的特性が次第に増加し ていき、また深さ 10m における V_s 値 が少なくとも 400m/s はある、砂、レ キ、あるいは過剰締め粘土から成る 強固な堆積層	岩盤ないしは堅い地盤 地盤の固有周期： ≤ 0.25 (秒) 地質とその諸元 ・ 基礎：一軸圧縮強度 500kPa 以上 ・ 強固な粘性土：非排水 せん断強度 100kPa 以上 層厚 ≤ 20 (m) ・ 密な砂質土： 100kPa の有効上載圧 で調整した補正 N 値 30 以上 層厚 ≤ 20 (m) ・ 密な礫質土：補正 N 値 30 以上 層厚 ≤ 25 (m)
II 種地盤	微小ひずみ時のせん断剛性を 用いて求められるせん断振動 系としての基本固有周期 T_G が $0.2 \leq T_G < 0.6$ となる地盤	タイプD 硬い地盤。せん断波速度は $180 < V_s \leq 360\text{m/s}$ または、 標準貫入抵抗 $15 \leq N \leq 50$ か非排水せん断強度 $50 \leq S_u$ $< 100\text{kPa}$ のいずれか	タイプIII 砂または他の粘着性のない地 盤の互層を伴ったり、伴わな い軟弱から中程度の固さまで の粘土を有する地盤である。	クラスB 厚さは数 10m から数 100m に及び、深 さ 10m におけるせん断波速度 V_s は少 なくとも 200m/s であり、深さ 50m で は少なくとも 350m/s に増加する、中 程度の密な砂、レキ、あるいは中程度 に固化した粘土から成る深い堆積層	中間的な地盤 地質とその諸元：岩盤ないしは堅い地 盤と軟弱地盤ないしは表層の厚い地盤 以外
III 種地盤	微小ひずみ時のせん断剛性を 用いて求められるせん断振動 系としての基本固有周期 T_G が 0.6 秒以上となる地盤	タイプE せん断弾性波速度 $V_s <$ 180m/s である地層、または 塑性指数 $PI > 20$ 、含水比 w $\geq 40\%$ 、非排水せん断強度 $S_u < 25\text{kPa}$ で定義される地 盤が 3m 以上の地層	タイプIV 12m 以上の軟弱粘土またはシ ルトを有する土層である。こ れらの材料は 150m/s 以下のせん 断波速度によって特徴づけ られ、自然の緩い堆積物また は総合的に施工管理されてい なかつた盛土も含まれる。	クラスC 深さ 20m における、 V_s 値が 200m/s を 下回る、いくらかの軟弱粘性層を有す る、あるいは有しない、緩くて粘性の ない堆積地盤 深さ 20m における、 V_s 値が 200m/s を 下回る、柔らかい乃至中程度の剛性を 有する粘性地盤から成る堆積層	軟弱地盤ないしは表層の厚い地盤 地盤の固有周期： ≥ 0.6 (秒) 地質とその諸元 (粘性土) 非排水せん断強度 (kpa) ・ やわらかい 12.5~25 層厚 20(m) ・ 比較的中たい 25~50 層厚 25 ・ 中たい 50~100 層厚 40 ・ とても中たい 100~200 層厚 60 (砂質土) N 値 ・ ゆるい 4~10 層厚 40 ・ 比較的中たい 10~30 層厚 45 ・ 密 30~50 層厚 55 ・ とても密 > 50 層厚 60 (礫質土) N 値 > 30 層厚 100 (その他) 上記で、層厚が目安値以上のもの

1) ATC-32 は、タイプA~F の 6 分類、2) AASHTO は、タイプI~IV の 4 分類である。

表 2.2.5 耐震設計に用いる地震力

設計耐震基準類	弾性地震力を設定する要素				鉛直地震力
	地域性 C_z	重要性 C_i	地盤種別 C_g	減衰定数 C_D	
道路橋示方書 V耐震設計編 (1996)	地域別補正係数 で考慮 $C_z=1.0, 0.85, 0.7$	橋の重要度を2種類に区分し、重要度に 応じて目標とする橋 の耐震性能が異なる。 る。	設計水平震度、加速度 応答スペクトルのレベル や周期特性を地盤種 別にに応じて変化させて いる。	減衰定数5%の加速度 応答スペクトルを次式 で補正している。 $C_D = \frac{1.5}{40hi+1} + 0.5$	非線形地震力 地震時保有水平耐力法に用いる設 計水平震度 k_{hc} をエネルギー一定 則で等価水平震度 k_{he} に変換す る。 $k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu-1}}$ 保耐力タイプII $k_v = 0.5k_{hc}$ $k_v = 0.67k_{hc}$
ATC-32 (1996)	地域性は地盤上 の加速度の値と して考慮されて いる。	橋の重要度を2種類 に区分し、重要度に 応じて評価項目や解 析法が異なる。	加速度応答スペクトル のレベルや周期特性を 地盤種別にに応じて変化 させている。		水平方向の加速度応答スペクトル の2/3を鉛直方向の加速度応答 スペクトルとする。
AASHTO (1996)	地域性は、地盤 上の加速度の値 として考慮され ている。	橋の重要度を2種類 に区分し、重要度と 加速度の値に応じて 耐震性能を区分して いる。	岩盤上の加速度応答 スペクトルに次の係数を 乗じている。 $C_g=1.0, 1.2, 1.5, 2.0$		
EUROCODE8 (1994)	地域性は、地盤 上の加速度の値 として考慮され ている。	橋の重要度を3種類 に区分し、設計地震 荷重に次の係数を乗 じる。 $C_i=1.30, 1.00, 0.70$	加速度応答スペクトル のレベルや周期特性を 地盤種別にに応じて変化 させている。 ($C_g=1.0, 1.0, 0.9$)	減衰定数5%の加速度 応答スペクトルを次式 で補正 $C_D = \sqrt{\frac{7}{2+h(\%)}} \geq 0.7$	水平方向の加速度応答スペクトル より次のように求める。 $T < 0.15$ 秒 水平方向のスペクト ルに0.7を乗じる。 $0.15 \leq T \leq 0.5$ 秒 0.7~0.5を線形 内挿し、内挿された値を水平方向 スペクトルに乗じる。 $T > 0.5$ 秒 水平方向のスペクト ルに0.5を乗じる。
Bridge Manual /NZS3101 (1995)	地域別補正係数 で考慮 $C_z=1.2 \sim 0.6$	橋の重要度を3種類 に区分し、設計地震 荷重に次の係数を乗 じる。 $C_i=1.30, 1.15, 1.00$	加速度応答スペクトル のレベルや周期特性を 地盤種別にに応じて変化 させている。 なお、地盤種別に て、その上に建設され る構造物の性能補正係 数を0.90, 0.80, 0.67 と変化させている。	弾性加速度応答スペクトル 変位一定則で非線形応答スペクト ル S_{NL} に変換する。 $S_{NL} = \frac{S_e}{\mu}$ ただし、以下の固有周期帯につい ては次式による。 ・岩盤、堅い地盤、中間的な地盤 $0.45 \leq T \leq 0.7$ $R = \frac{(\mu-1)T+0.7}{0.7}$ ・軟弱な地盤、表層の厚い地盤 $0.6 \leq T \leq 0.7$ $R = \frac{(\mu-1)T+0.7}{0.7}$	上部構造の設計に適用する場合と して、水平方向の加速度応答スペ クトルの0.67倍を鉛直方向の加 速度応答スペクトルとする。

表 2.2.6 (1) 荷重低減係数の比較

耐震設計基準	対象とする構造	荷重低減係数 R			
道路橋示方書 V耐震設計編 (1996)	全ての構造に対してエネルギー一定則を適用 ここで、 μ は許容塑性率である。	$\mu = 2$ のとき 1.73			
		$\mu = 3$ のとき 2.24			
		$\mu = 4$ のとき 2.65			
		$\mu = 5$ のとき 3.00			
		$\mu = 6$ のとき 3.32			
ATC-32 (1996)		全靱性構造		限定靱性構造	
		$T \geq T^*$	$T < T^*$	$T \geq T^*$	$T < T^*$
	十分に拘束されたコンクリート柱と鋼製柱	4	$3 \cdot T/T^* + 1$	3	$2 \cdot T/T^* + 1$
	(壁式) 橋脚の直角方向、橋台と壁と翼壁	2	$T/T^* + 1$	2	$T/T^* + 1$
	キャパシティ設計されていない脆性的構造要素	0.85	0.85	0.85	0.85
	ここに T : 建造物の基本固有周期 T^* : 地震動の周期特性で、入力エネルギースペクトルのピーク周期である。 T^* の値は下表で与えられる。				
AASHTO (1996)	下部構造				
	壁式橋脚	2			
	鉄筋コンクリートのパイルベント				
	a. 鉛直材のみ	3			
	b. 一つまたは複数の斜材	2			
	単柱	3			
	鋼、鋼コンクリート合成パイルベント				
	a. 鉛直材のみ	5			
	b. 一つまたは複数の斜材	3			
	多柱ベント	5			
	結合部*)				
	上部構造と橋台	0.8			
	単スパンの上部構造内の伸縮継手	0.8			
橋脚またはパイルベントと					
a. キャップビーム又は上部構造	1.0				
b. 柱・橋脚と基礎	1.0				
*) 結合部とは、一つの構造要素から他の要素へせん断力及び軸力を伝達する機械的装置である。一般にモーメント結合は含まず、支承やせん断キーから成る。この表における係数 R は、拘束方向のみの弾性荷重に適用する。					

表 2.2.6 (2) 荷重低減係数の比較

耐震設計基準	対象とする構造	荷重低減係数 R	
		限定的靱性	靱性
EUROCODE8 (1994)	RC 橋脚		
	曲げを受ける垂直橋脚 ($a_s \geq 3.5$)	1.5	3.5
	Squat pier (低い橋脚) ($a_s = 1.0$)	1.0	1.0
	曲げを受ける斜めストラット	1.2	2.0
	橋台	1.0	1.0
	アーチ	1.2	2.0
	ただし、 $a_s = H/L$ は橋脚のアスペクト比。 $1.0 < a_s < 3.5$ のときは R は線形補間。		
Bridge Manual /NZS3101 (1995)	変位一定則が基本		
	ここで、 μ は設計変位じん性率		
	①	じん性ないしは部分的じん性構造物（設計変位に至るまで耐力の増加が続く構造物）で、塑性ヒンジの発生位置が地表面や水面より上にある場合	6
	②	①と同様だが、塑性ヒンジの発生位置が比較的アクセスしやすい場所（地表面下 2 m 以浅にある場合）	4
	③	<ul style="list-style-type: none"> ・ ①と同様だが、塑性ヒンジ発生位置がアクセスできない場所（地表面ないしは水面より 2 m 以深にあるばあいなど） ・ 部分的にじん性に富んだ構造物（完全な塑性メカニズムが降伏以後のある変位に至ったときに形成される。） ・ 岩盤上の直接基礎 	3
	④	地震により大きな軸力が発生する斜杭でヒンジを想定する場合	2
⑤	<ul style="list-style-type: none"> ・ 橋台塔の土と一体で挙動する構造物 ・ 弾性構造物 	1	

表 2.2.7 設計地震動を比較する上で想定した地盤上の加速度と荷重低減係数

地震動レベル		耐震設計基準	道路橋示 方書 V 耐 震設計編 (1996)	ATC-32 (1996)	AASHTO (1996)	EUROCODE8 (1994)	Bridge Manual/ NZS3101 (1995)
地震時 保有水平 耐力法	タイプ I 地震動	I 種地盤	0.3g	0.3g (M8.0)	0.3g ¹⁾	0.3g ¹⁾	0.40
		II 種地盤	0.35g	0.35g (M8.0)	0.35g ¹⁾	0.35g ¹⁾	0.42
		III 種地盤	0.4g	0.36g (M8.0)	0.4g ¹⁾	0.4g ¹⁾	0.42
	タイプ II 地震動	I 種地盤	0.8g	0.7g (M8.0)	0.8g ¹⁾	0.8g ¹⁾	0.40
		II 種地盤	0.7g	0.7g (M8.0)	0.7g ¹⁾	0.7g ¹⁾	0.42
		III 種地盤	0.6g	0.36g (M8.0)	0.6g ¹⁾	0.6g ¹⁾	0.42
荷重低減係数 R 〔じん性設計され た橋脚を想定〕		$\mu=2$ のとき R=1.73 $\mu=6$ のとき R=3.32	じん性機能 $1 \leq R \leq 4$ 限定じん性 構造 $1 \leq R \leq 3$	R=3	じん性機能 R=3.5 限定じん性 構造 R=1.5	塑性ヒンジ の発生が地 表面より上 R=6 塑性ヒンジ の発生が地 表面下 R=4	
各種 補正係 数	地域別補正係数 C_z	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.2
	重要度別補正係数 C_1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.3	1.3
	地盤別補正係数 C_g	— ²⁾	— ²⁾	1.2, 1.5, 2.0	1.0, 1.0, 0.9	— ²⁾	
慣性力の下限值 (Wは等価重量)		震度法では 0.1W 地震時保有 耐力法では 0.4W	0.4W	—	$C_1 \cdot 0.2 \cdot \frac{a_g \cdot W}{g}$ ここで、 C_1 は重要度別 補正係数、 a_g : 設計加 速度、 g : 重力加速度 である。	0.05W	

- 1) 地盤上の設計加速度に地盤別補正係数を乗じた値である。
 2) 加速度応答スペクトルのレベルや周期特性を地盤種別に応じて変化させている。

表 2.2.8 地盤変位

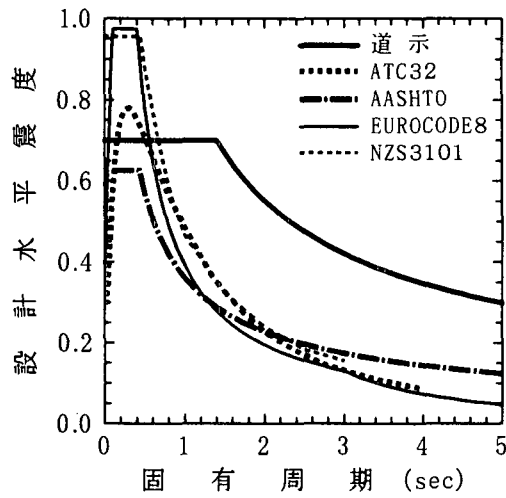
耐震設計基準	地盤変位																						
道路橋示方書 V耐震設計編 (1996)	けたかかり長を算出する際に次式によって地盤変位を求めている。 $u_G = 100 \cdot \varepsilon_G \cdot L$ $\varepsilon_G = \begin{cases} 0.0025 & (\text{I種地盤}) \\ 0.00375 & (\text{II種地盤}) \\ 0.005 & (\text{III種地盤}) \end{cases}$ ここで、 u_G ：地震時の地盤ひずみ ε_G によって生じる地盤の相対変位 (cm)， L ：けたかかり長に影響を及ぼす下部構造間の距離 (m) である。																						
ATC-32 (1996)																							
AASHTO (1996)	けたかかり長を算出する際に次式によって地盤変位を求めている。 カテゴリー A, B $Ng=1.67L$ カテゴリー C, D $Ng=2.5L$ ここで、 Ng ：地震時の地盤変位のずれにより生じる2つの部分の変位， L ：デッキの長さ (m)																						
EUROCODE8 (1994)	<table border="0"> <tr> <td style="vertical-align: top;"> 地盤変位のピーク値 d_g を次式によって求めている。 $d_g = 0.05 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_D$ ここで、a_g：設計地盤加速度， S, T_c, T_D：弾性応答スペクトルを記述するパラメーターである。 地盤クラス S $T_c(\text{sec})$ $T_D(\text{sec})$ A 1.0 0.40 3.0 B 1.0 0.60 3.0 C 0.9 0.80 3.0 </td> <td style="vertical-align: top; border-left: 1px dashed black;"> 最小重ね長さの算出する際に次式によって地盤変位を求めている。 $deg = Lvg / cp \leq 2d_g$ ここで、deg：地震時の地盤変位のずれにより生ずる2つの部分の有効変位，L：デッキの有効長さ (m)， vg：設計地盤加速度 a_g から評価されるピーク地盤加速度，cp：地盤中の圧縮伝播速度である。 <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>地盤クラス</th> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>vg/a_g (sec)</td> <td>0.09</td> <td>0.135</td> <td>0.16</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>地盤タイプ</th> <th>cp (m/sec)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>岩盤</td> <td></td> </tr> <tr> <td>砂レキ</td> <td>1000</td> </tr> <tr> <td>十分締め固められた粘土</td> <td>500</td> </tr> <tr> <td>中程度に密な砂</td> <td>300</td> </tr> <tr> <td>中程度に柔らかい粘土</td> <td>150</td> </tr> </tbody> </table> </td> </tr> </table>	地盤変位のピーク値 d_g を次式によって求めている。 $d_g = 0.05 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_D$ ここで、 a_g ：設計地盤加速度， S, T_c, T_D ：弾性応答スペクトルを記述するパラメーターである。 地盤クラス S $T_c(\text{sec})$ $T_D(\text{sec})$ A 1.0 0.40 3.0 B 1.0 0.60 3.0 C 0.9 0.80 3.0	最小重ね長さの算出する際に次式によって地盤変位を求めている。 $deg = Lvg / cp \leq 2d_g$ ここで、 deg ：地震時の地盤変位のずれにより生ずる2つの部分の有効変位， L ：デッキの有効長さ (m)， vg ：設計地盤加速度 a_g から評価されるピーク地盤加速度， cp ：地盤中の圧縮伝播速度である。 <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>地盤クラス</th> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>vg/a_g (sec)</td> <td>0.09</td> <td>0.135</td> <td>0.16</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>地盤タイプ</th> <th>cp (m/sec)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>岩盤</td> <td></td> </tr> <tr> <td>砂レキ</td> <td>1000</td> </tr> <tr> <td>十分締め固められた粘土</td> <td>500</td> </tr> <tr> <td>中程度に密な砂</td> <td>300</td> </tr> <tr> <td>中程度に柔らかい粘土</td> <td>150</td> </tr> </tbody> </table>	地盤クラス	A	B	C	vg/a_g (sec)	0.09	0.135	0.16	地盤タイプ	cp (m/sec)	岩盤		砂レキ	1000	十分締め固められた粘土	500	中程度に密な砂	300	中程度に柔らかい粘土	150
地盤変位のピーク値 d_g を次式によって求めている。 $d_g = 0.05 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_D$ ここで、 a_g ：設計地盤加速度， S, T_c, T_D ：弾性応答スペクトルを記述するパラメーターである。 地盤クラス S $T_c(\text{sec})$ $T_D(\text{sec})$ A 1.0 0.40 3.0 B 1.0 0.60 3.0 C 0.9 0.80 3.0	最小重ね長さの算出する際に次式によって地盤変位を求めている。 $deg = Lvg / cp \leq 2d_g$ ここで、 deg ：地震時の地盤変位のずれにより生ずる2つの部分の有効変位， L ：デッキの有効長さ (m)， vg ：設計地盤加速度 a_g から評価されるピーク地盤加速度， cp ：地盤中の圧縮伝播速度である。 <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>地盤クラス</th> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>vg/a_g (sec)</td> <td>0.09</td> <td>0.135</td> <td>0.16</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>地盤タイプ</th> <th>cp (m/sec)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>岩盤</td> <td></td> </tr> <tr> <td>砂レキ</td> <td>1000</td> </tr> <tr> <td>十分締め固められた粘土</td> <td>500</td> </tr> <tr> <td>中程度に密な砂</td> <td>300</td> </tr> <tr> <td>中程度に柔らかい粘土</td> <td>150</td> </tr> </tbody> </table>	地盤クラス	A	B	C	vg/a_g (sec)	0.09	0.135	0.16	地盤タイプ	cp (m/sec)	岩盤		砂レキ	1000	十分締め固められた粘土	500	中程度に密な砂	300	中程度に柔らかい粘土	150		
地盤クラス	A	B	C																				
vg/a_g (sec)	0.09	0.135	0.16																				
地盤タイプ	cp (m/sec)																						
岩盤																							
砂レキ	1000																						
十分締め固められた粘土	500																						
中程度に密な砂	300																						
中程度に柔らかい粘土	150																						
Bridge Manual/ NZS3101 (1995)	特に記述なし																						

表 2.2.9 残留変位

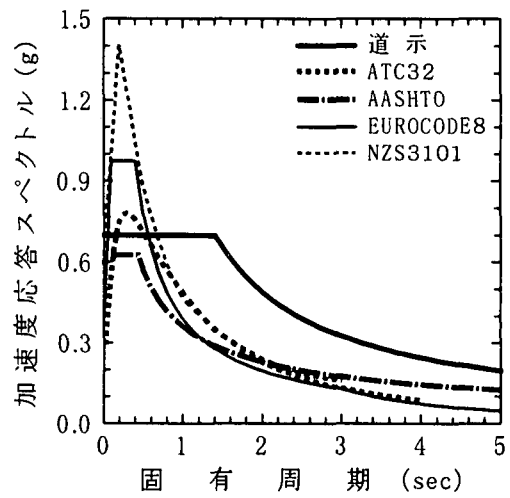
耐震設計基準	残 留 変 位
<p>道路橋示方書 V耐震設計編 (1996)</p>	<p>橋脚の残留変位 $\delta_R(m)$ は次式で与えられる。</p> $\delta_R = C_R(\mu_R - 1)(1 - r)\delta_y$ $C_R = \begin{cases} \text{鉄筋コンクリート橋脚} & 0.6 \\ \text{コンクリートを充填した鋼製橋脚} & 0.35 \end{cases}$ $\mu_R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{k_{hc}W}{P_o} \right)^2 + 1 \right\}$ $r = \begin{cases} \text{鉄筋コンクリート橋脚} & 0.0 \\ \text{コンクリートを充填した鋼製橋脚} & 0.05 \end{cases}$ <p>ここで、C_R : 残留変位補正係数, μ_R : 橋脚の応答塑性率, k_{hc} : 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度, W : 等価重量, P_o : 橋脚の地震時保有水平耐力, r : 2次剛性の比である。</p>
<p>ATC-32 (1996)</p>	<p>規定なし</p>
<p>AASHTO (1996)</p>	<p>同上</p>
<p>EUROCODE8 (1994)</p>	<p>同上</p>
<p>Bridge Manual /NZS3101 (1995)</p>	<p>同上</p>

表 2.2.10 P～δ 効果

耐震設計基準	P - Δ 効果
道路橋示方書 V耐震設計編 (1996)	規定なし
ATC-32 (1996)	<p>塑性後の剛性を低減させるP-Δ効果のモデル化は、変形後の状態においてつり合い方程式をたてることで、収束計算を要する厳密な幾何学的非線形解析に代えている。以下の式を満足する場合にはP-Δ効果の影響を無視してよい。</p> $\frac{V_0}{W} \geq 4 \frac{\delta_u}{H}$ <p>ここで、 V_0 : 塑性解析から得られたフレームの塑性せん断強度 (降伏水平耐力) W : フレームの死荷重 Δ_u : フレームの最大設計変位 (応答塑性率5を想定) H : フレームの最大高さ</p>
AASHTO (1996)	鋼構造の軸応力と曲げ応力は、P-Δ効果を考慮して求める。
EUROCODE8 (1994)	スレンダーな橋脚を有する橋梁やアーチ橋、斜張橋等で発生する。
Bridge Manual /NZS3101 (1995)	<p>P-Δ効果によって橋脚に生じる付加曲げモーメントを次のように求めている。</p> $M_b^p = M_{b1}^p + M_{b2}^p$ $M_{b1}^p = k \cdot W_U \cdot \delta_u$ $M_{b2}^p = k \cdot W_U \cdot \delta^p$ <p>ここで、M_{b1}^p : 上部構造慣性力作用位置に生じる終局水平変位 δ_u によって橋脚に生じる付加曲げモーメント、k : P-Δ効果の荷重係数 ($k_u = -0.2$ のとき $k = 0.8$)、M_{b2}^p : P-Δ効果によって増加した上部構造慣性力作用位置の変位 δ^p によって橋脚に生じる付加曲げモーメントである。</p>

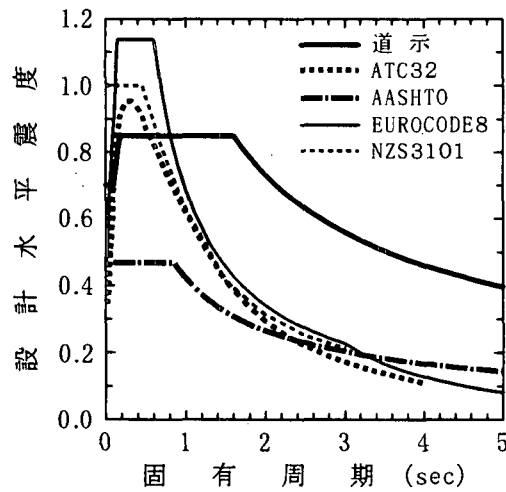


(a) 設計水平震度

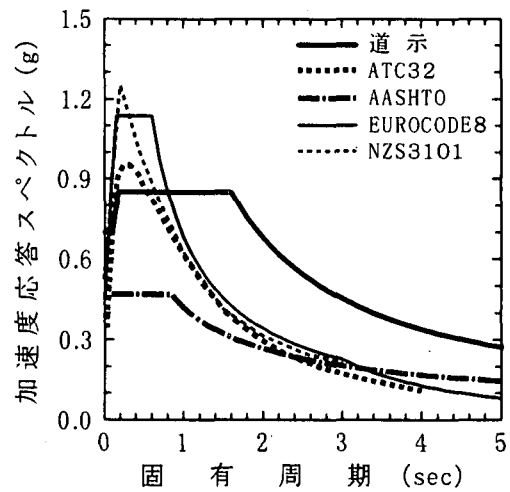


(b) 加速度応答スペクトル

(1) I 種地盤相当

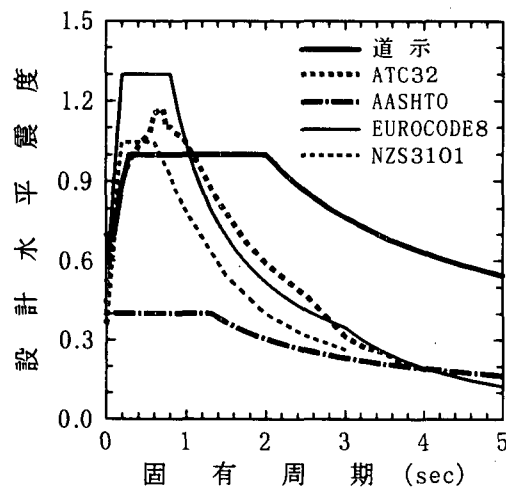


(a) 設計水平震度

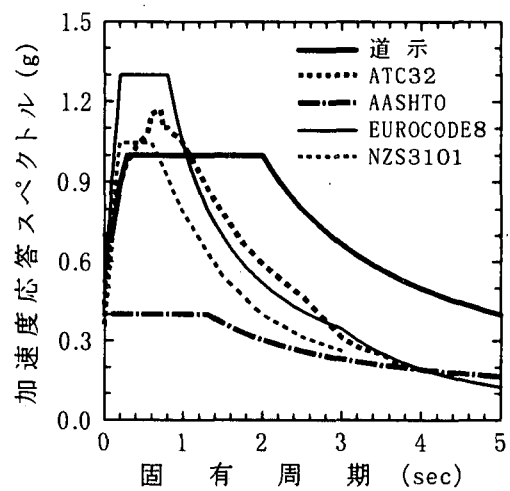


(b) 加速度応答スペクトル

(2) II 種地盤相当



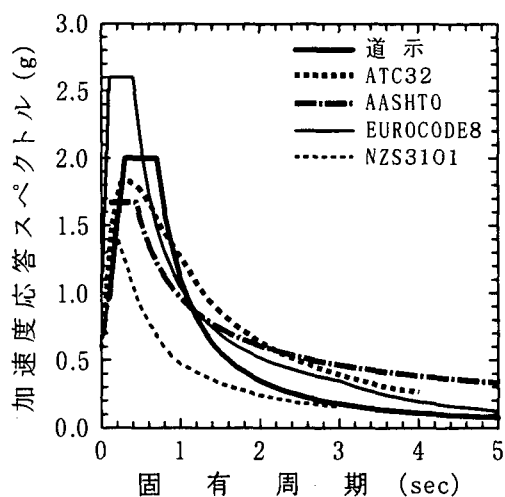
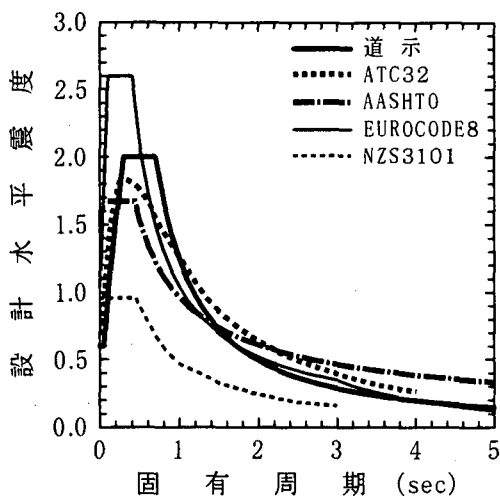
(a) 設計水平震度



(b) 加速度応答スペクトル

(3) III 種地盤相当

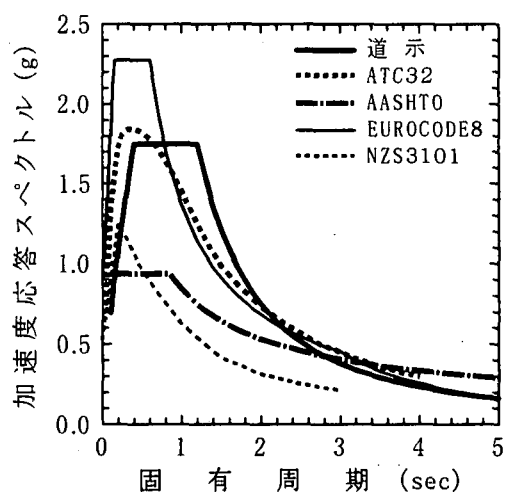
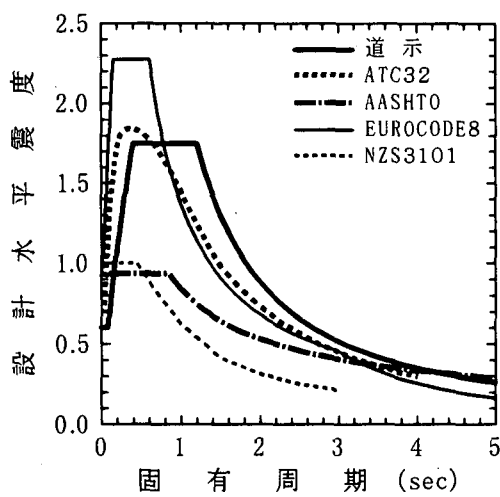
図2.2.5 設計地震力の比較 (地震時保有耐力法 タイプI地震動)



(a) 設計水平震度

(b) 加速度応答スペクトル

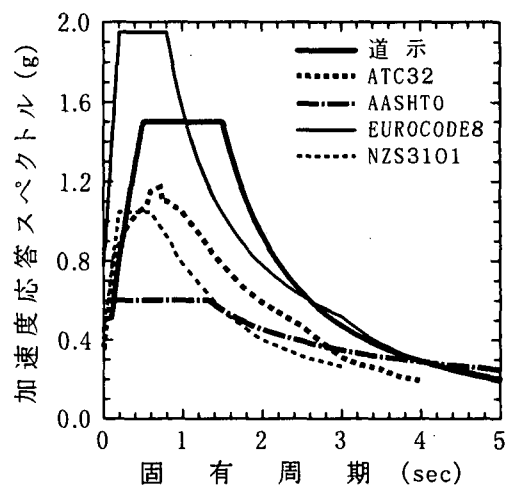
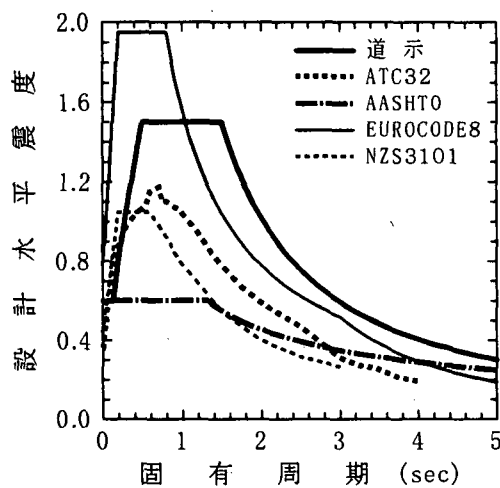
(1) I種地盤相当



(a) 設計水平震度

(b) 加速度応答スペクトル

(2) II種地盤相当

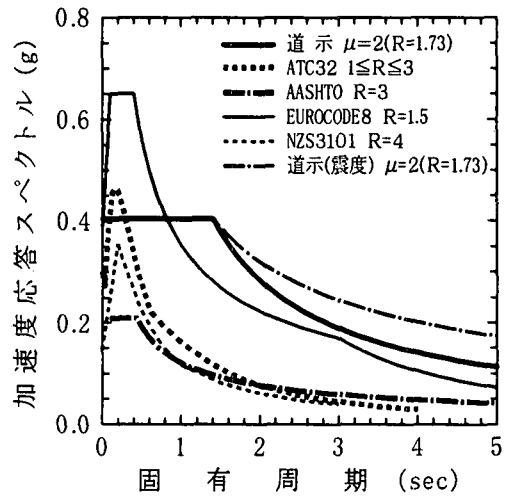
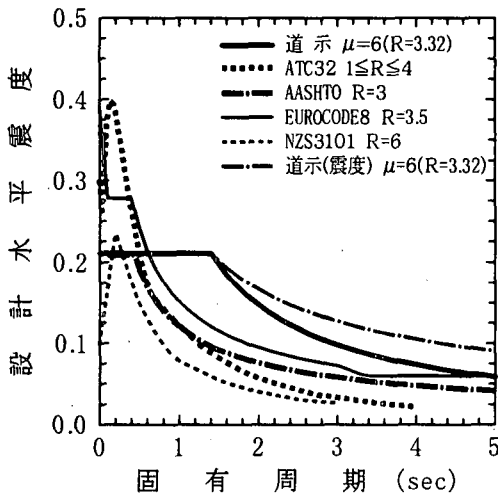


(a) 設計水平震度

(b) 加速度応答スペクトル

(3) III種地盤相当

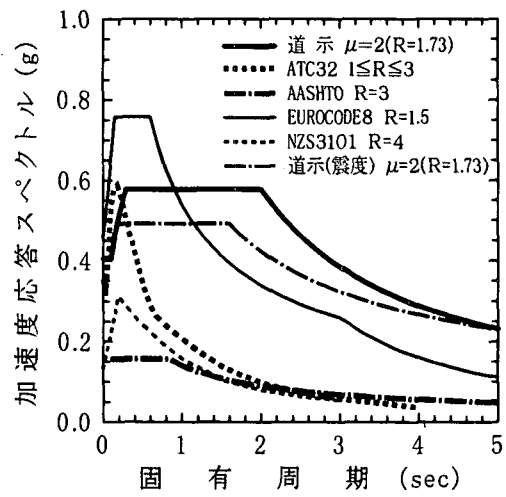
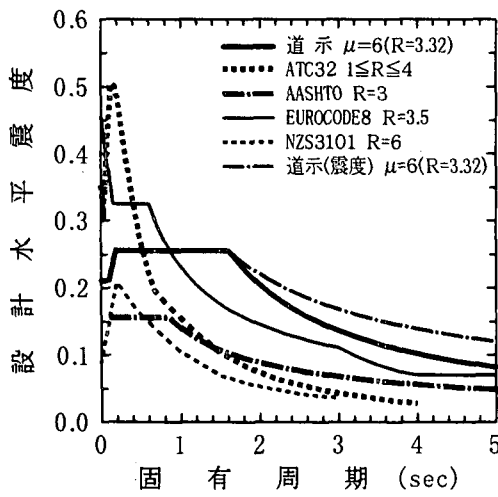
図2.2.6 設計地震力の比較 (地震時保有耐力法 タイプII地震動)



(a) じん性

(b) 限定じん性

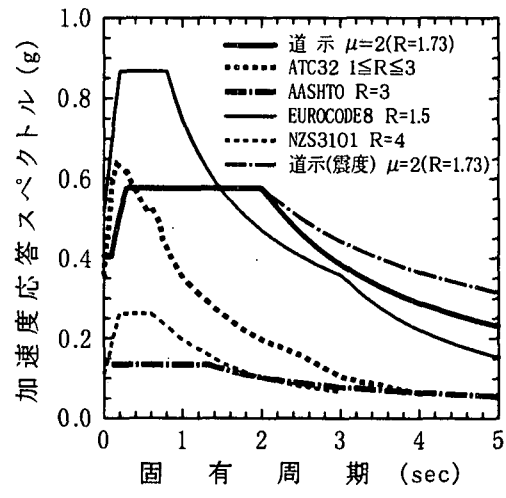
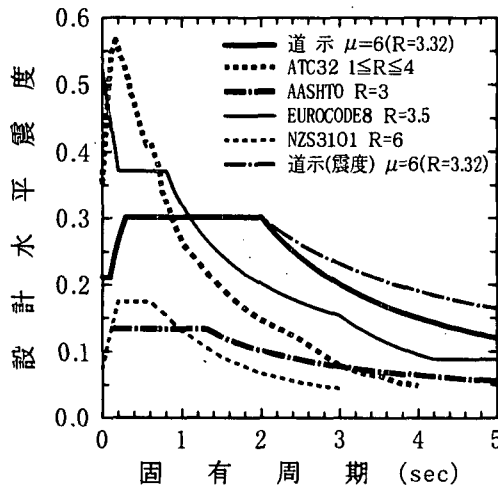
(1) I種地盤相当



(a) じん性

(b) 限定じん性

(2) II種地盤相当



(a) じん性

(b) 限定じん性

(3) III種地盤相当

図2.2.7 非線形地震力の比較(タイプI地震動)

2.2.5 計算法

設計計算に関連する事項として、土圧計算法、地震荷重の重ね合わせおよび耐震解析法に着目し、道路橋示方書と海外の基準類を対比して整理した。以下に、それらの比較から見られる特徴的な事項をまとめて示す。

(1) 土圧

地震時土圧の算定法が具体的に記述されている3つの基準について、その内容を表2.2.11に比較した。地震時土圧係数は全て物部・岡部式によるものとしている。ただし、AASHTOとユーロコードでは、橋台がどの程度水平移動ができるかどうかによって、設計水平震度の低減をしている。橋台前面方向への移動が拘束されていない場合は、水平震度を半分に低減できる。また、ユーロコードでは、地下水面下の地盤については、その透水性の条件によって、地震時土圧の値が異なる。

(2) 地震荷重の重ね合わせ (表 2.2.12 参照)

道路橋示方書以外の4つの基準とも、水平2方向の載荷による断面力を組み合わせるものとしている。組み合わせ法は、主方向の地震力に対し、直交する成分では30% (ATC-32では40%)を考慮するものとしている。ただし、Bridge Manualでは直交する水平2方向 (X軸100%とY軸30%)の自乗和平方根をとることとなっているため、実質的にはX軸方向に104% ($\sqrt{100\%^2+30\%^2}$)の荷重を考慮する程度のものである (2.3節および章末添付資料：試設計計算書を参照)。なお、ユーロコードでは、各方向の最大地震力に対する自乗和の平方根で評価する方法も示している。

一方、ATC-32とユーロコードでは、鉛直方向載荷についても影響が無視しえない場合は、水平方向載荷と同様に組み合わせることになっている。また、Bridge Manualでは上向きと下向きの両方の鉛直地震荷重を設計で考慮し、どちらか厳しい方で設計諸元を決定するとしている。

(3) 解析法

表2.2.13は耐震設計に用いる解析法について比較したものである。解析法は等価線形静的解析、線形動的解析、非線形静的または動的解析に大別できる。海外の基準では、非線形解析に関する具体的なコメントは少なく、かなり特殊な場合に適用するものと思われるが、ATC-32では、重要度が高く、複雑な形状の橋について、安全性を照査する場合に非線形解析を行うことになっている。

動的解析を適用するのは、いずれの基準も基本的に1自由度系であらわすのが困難な場合であるが、具体的な構造例の記述では、多少異なる面がある。ATC-32、AASHTO、ニュージーランドでは形状や剛性が大きく変化している橋梁が主な対象となっている。また、道路橋示方書では、橋脚が高い橋を動的解析の対象としているが、同じ様なことをユーロコードとニュージーランドでは上部構造重量と橋脚重量の比によって表現しているものと思われる。

表2.2.14は動的解析に用いる入力地震動を比較したものである。時刻歴応答解析に用いる地震波は、いずれの基準も応答スペクトル特性に合わせて振幅調整した波形を用いる

表 2.2.11 地震時土圧の比較

道路橋示方書	AASHTO	ユーロコード									
<p>地震時土圧係数は物部・岡部式による。</p> <p>(1) 大きな拘束がなく（上部構造が可動支承で支持されている）、水平方向に移動する自立式橋台に対しては、物部・岡部の解析法が、地震時水平主動土圧を計算するのに推奨される。</p> <p>(2) 地震係数は、加速度係数の $1/2$ ($k_h=0.5A$) が推奨される。</p> <p>(3) 鉛直加速度の効果は無視してよい。</p> <p>(4) アンカー等で水平変位が拘束された自立式橋台に対する最大水平土圧は、地震係数を $k_h=1.5A$ として計算することが推奨される。</p> <p>(5) 橋台が上部構造と一体となった固定式橋台の水平土圧は、上部構造から橋台に伝達される最大橋軸方向地震力に等しいと仮定してよい。橋台の損傷を最小にするためには、橋台裏込土によって生じうる受働土圧に抵抗できるように設計すべきであり、それは橋台に伝達される橋軸方向地震荷重の最大評価値より大きな値でなくてはならない。</p> <p>耐震性能D種の橋台に対しては、上部構造の橋軸及び直角方向慣性力の伝達機構を考慮すべきであるとともに、橋台と地盤の相互作用も考慮すべきである。</p> <p>(6) 橋台の寸法は、傾斜より滑動するよう定めらるべきである。</p> <p>(7) 橋台支承部の損傷を最小限にしたい場合には、地震時の橋台水平変位に対応できるように、橋台変位は250A(mm)としてよい。</p> <p>(8) 短径間橋梁では、地震後の影響を考慮し、固定式橋台とするか端横荷に設けるのが良い。</p> <p>(9) 裏込と橋台間を構造的に支持する階掛版またはアプローチスラブは、D種の全ての橋梁に設置すべきである。スラブはフレキシブルタイを用いて橋台に十分に結合すべきである。</p>	<p>地震時土圧係数は物部・岡部式による。</p> <p>(1) 抗土圧構造に作用する全設計荷重 E_d は次式で与えられる。</p> $E_d = (1/2) \gamma'' K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$ <p>ここに H : 壁高 γ'' : 土の単位重量 K : 土圧係数 (静的+動的)</p> <p>E_{ws} : 静水圧 E_{wd} : 動水圧</p> <p>(2) 鉛直方向地震作用を考慮すべきであるが、非重力式構造では、その影響を無視しうる。</p> <p>(3) 一般には、水平 (k_h) 及び鉛直 (k_v) の地震係数は以下のようにしてよい。</p> $k_h = \alpha / r \quad k_v = 0.5 k_h \quad (1)$ <p>ここで、α は設計地盤加速度比 表 水平地震係数に考慮する係数であり、係数 r は右表に示される値である。</p> <p>(4) 等価な地震荷重の値は、構造したわみ性RC壁、アンカーされた壁、直杭上のRC壁、拘束された基礎を有する壁と橋台に許容される永久変位量に基づく。</p> <p>(5) 1.0 m以上の高さの抗土圧構造物に対しては、1次元の自由地盤の鉛直方向の波動理論による解析を実行して、構造物の高さ方向の最大水平加速度分布の平均値をとることによって、(1)式のαの評価を修正することができる。</p> <p>(6) 静的及び動的的作用による壁への土圧作用方向は、壁の法線方向に対し、主動状態では、(2/3)ϕ以下の範囲で傾斜し、受働状態の傾斜は0であるとする。</p> <p>(7) 高い間隙水圧が発生しやすい飽和砂質土がある場合には、表の係数 r は1.0より大きくすべきでない。液状化に対する安全係数は2より小さくすべきである。</p> <p>(8) 地下水位下の地盤については、内部の水が土の骨格内に自由に移動できる動的透水条件の場合と、地震作用下において本質的に排水できなない動的非透水条件の場合を区別する。ほとんどの場合、間隙水は土の骨格内に自由に動けず、地震作用は非排水条件下である。</p> <p>(9) 動的な透水条件により、土の単位重量と地震係数を以下のよう修正する。</p> <p>a) 土留壁より下に地下水面-土圧係数 $\gamma'' = \gamma$ (土の単位重量), $\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$, $E_{wd} = 0$</p> <p>b) 地下水面下の動的に非透水地盤-土圧係数 $\gamma'' = \gamma - \gamma_w$, $\tan \theta = \gamma / (\gamma - \gamma_w) \cdot k_h / (1 \pm k_v)$, $E_{wd} = 0$</p> <p>ここで、γ : 土の飽和単位重量 γ_w : 水の単位重量</p> <p>c) 地下水面下の高い透水性を有する地盤-土圧係数 $\gamma'' = \gamma - \gamma_w$, $\tan \theta = \gamma_a / (\gamma - \gamma_w) \cdot k_h / (1 \pm k_v)$, $E_{wd} = (7/12) k_h \gamma_w H^2$</p> <p>ここで、$H'$: 壁の底面から地下水面までの高さ</p> <p>(10) 完全に拘束された剛構造に対しては、地盤は主動状態にならないので、鉛直壁の水平裏込土に対し、動的土圧増分は $\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$ とする。 H は壁高である。</p>	<p>表 抗土圧構造の形式</p> <table border="1"> <tr> <td>位 d</td> <td>$r \leq 300 \alpha$</td> <td>r</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>$r \leq 200 \alpha$</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td></td> <td>"</td> <td>1.5</td> </tr> </table>	位 d	$r \leq 300 \alpha$	r	d	$r \leq 200 \alpha$	2		"	1.5
位 d	$r \leq 300 \alpha$	r									
d	$r \leq 200 \alpha$	2									
	"	1.5									

表 2.2.12 異なる地震方向の組合わせ

道路橋示方書	ATC-32	AASHTO	ユーロコード	ニュージーランド
<p>地震作用は、少なくとも2つの方向(一般的には橋軸方向と橋軸直角方向)の地震入力に対して決定される。 曲線橋の橋軸方向は、2つの橋台を結ぶ弦によって表すものとしてよい。 鉛直方向の地震入力はその影響が顕著であるなら、考慮すべきである。</p>	<p>上記の地震作用は、以下のよう¹⁾に組み合わされる。 (a) 等価静的解析またはモーダル法スペクトル応答解析で設計された構造物に対し、地震の影響は以下の3つの組み合わせケースで決定される。 CASE 1 直角方向載荷 + 0.4 (橋軸方向載荷 + 鉛直方向載荷) CASE 2 橋軸方向載荷 + 0.4 (直角方向載荷 + 鉛直方向載荷) CASE 3 鉛直方向載荷 + 0.4 (橋軸方向載荷 + 直角方向載荷) 鉛直地震の影響が重要な場合は、Case3 が無視できる。</p>	<p>直交する地震荷重の組み合わせ及び2つの直交水平地震動の同時発生性を考慮している。 2つの直交した水平方向の解析から得られた弾性断面力とモーメントを、以下の2ケースで組み合わせる。 ケース 1 橋軸方向載荷の部材弾性断面力の絶対値の 100% + 橋軸直角方向載荷断面力の 30% ケース 2 直角方向載荷の部材弾性断面力の絶対値の 100% + 橋軸方向に載荷の断面力の 30% 例外 SPC が C 及び D に対し、基礎もしくは柱結合部の断面力が柱の塑性ヒンジ 5.2.2 < 7.2.2 節 > から決定される場合には、得られた断面力に対し、本節で規定される組み合わせをする必要はない。もし、橋脚が < 7.2.4 節 > にしたがって設計されるなら、この例外は、塑性ヒンジから得られる断面力を橋脚の弱軸方向のみに適用する。</p>	<p>地震荷重の成分の組合せは、式(1)に示すように各方向の最大応答値 E_x, E_y, E_z によって評価する場合と、式(2)に示すように設計地震荷重の組合せとして考慮する場合の2つがあり、何れの方法によっても良いとされている。 1) 各方向の地震動が同時に生じることによる最大応答値 E は、次式で求められる。 $E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (1)$ 2) 設計地震荷重として、以下の組合せの中から最も不利なものを用いる。 $AE_x + 0.3AE_y + 0.3AE_z$ $0.3AE_x + AE_y + 0.3AE_z$ $0.3AE_x + 0.3AE_y + AE_z \quad (2)$ ここに、AE_x, AE_y, AE_z は x, y, z 方向の地震荷重である。 鉛直地震 AE_z は、省略して良い。高度の地震地域でも、この効果は、桁の死荷重により高い曲げ応力を受けける橋脚においてのみ考慮すれば良いとされている。</p>	<p>地震荷重の作用方向は水平面の任意方向と考えられている。この場合、設計にあたっては直交する2方向に着目して地震荷重を合成することとしており、具体的には、下記の2ケースがあり、たとえば強軸方向に対しての計算においては、100%の橋軸方向地震荷重に加えて、30%の橋軸直角方向地震荷重を自乗和の平方根として考慮することとしている。 また、鉛直方向の地震荷重については、0.8 D と 1.3 D (D は上部構造死荷重反力) のどちらか厳しい方を用いて設計することとなっている。 荷重ケース 1 橋軸方向 100% + 橋軸直角方向 30% 荷重ケース 2 橋軸方向 100% + 橋軸直角方向 30%</p>

表 2.2.13 耐震設計に用いる解析法

解析法の種類	道路橋示方書	ATC-32	AASHTO	ユーロコード	ニュージーランド
解析法の種類	①震度法 ②地震時保有水平耐力法 ③動的解析(線形) ④動的解析(非線形)	A. 等価静的解析 B. 弾性動的解析 C. 非弾性静的解析 または非弾性動的解析	①等分布荷重法 ②単一モードスペクトル法 ③多モードスペクトル法 ④時刻歴法	①基本モード法(単一モード法) ②応答スペクトル法 ③パワースペクトル法 ④線形時刻歴応答解析 ⑤非線形動的解析	①等価静的荷重法 ②モーダル法 ③非線形時刻歴応答解析
	動的解析を適用する橋	形状 重要度 機能照査 安全性照査	最小限要求される解析法 耐震性能区分 A B,C,D 規制的な橋の条件 径間数 径間比 曲線橋で弦が弧をなす角度 隣接する径間比 隣接する橋脚剛比	基本モード法の適用範囲 構造物の動的挙動が1自由度の動的モデルで近似しうる場合この条件は次の場合に満足しているときみなされる。 1) 橋脚躯体の全有効質量が桁質量の1/5以下である橋脚で地震荷重を支持している時、連続桁で直橋の橋軸方向 2) 桁の中心で構造系がほぼ対称な場合、すなわち、支持部材の剛性中心と上部構造の質量中心間の距離が橋長の5%を越えない場合の1)の直角方向 3) ピア間の相互作用が大きくなると、各ピアの有効質量が橋脚を支持している上部構造質量の1/5以下である、単純橋を支持するピアの場合。	動的解析を適用する条件 構造物を1自由度系であらわすのが困難な場合 具体的には以下の場合 1) 橋脚躯体の質量が上部構造質量の20%以上である橋梁 2) 橋軸直角方向の解析においては、質量分布や水平剛性、形状が大きく変化していたり、大きく非対称である橋梁 3) 弧と弦のなす角度が45°以上の場合 4) 通常の橋脚・橋台形式以外の下部構造によって地震荷重が支持されている橋梁 5) 吊橋、斜張橋とアーチ橋 6) ロックアップを持つ橋
解析法の適用条件	地震時の挙動が複雑な橋 具体的には以下の場合 1) 固有周期の長い橋(一般に1.5秒以上)、または橋脚高さが高い橋(一般に、30m程度以上) 2) 斜張橋、吊橋などのケーブル系の橋 3) 上・中路式アーチ橋 4) 免震設計を採用した橋 5) コンクリートを充填しない鋼製橋脚 6) 上下方向地震の影響を検討する場合 7) 特殊な形状、構造の橋脚や上部構造を有する橋 8) 一方の桁の慣性力が他方の桁に伝わることによる影響を検討する場合 9) 採用事例のない新形式の橋	形状タイプ I 上部構造が連続かつバラン スのよい径間長で、ほぼ均 等な剛性のベントで支持さ れ、顕著な鉛直地震応答を 生じない橋 形状タイプ II 上部構造に中間ヒンジがあ ったり、不規則な形状、不 均な剛性のベンント、大き な斜角を有していたり、鉛 直地震動に対し応答するよ うな橋	最小限要求される解析法 耐震性能区分 A B,C,D 規制的な橋の条件 径間数 径間比 曲線橋で弦が弧をなす角度 隣接する径間比 隣接する橋脚剛比	基本モード法の適用範囲 構造物の動的挙動が1自由度の動的モデルで近似しうる場合この条件は次の場合に満足しているときみなされる。 1) 橋脚躯体の全有効質量が桁質量の1/5以下である橋脚で地震荷重を支持している時、連続桁で直橋の橋軸方向 2) 桁の中心で構造系がほぼ対称な場合、すなわち、支持部材の剛性中心と上部構造の質量中心間の距離が橋長の5%を越えない場合の1)の直角方向 3) ピア間の相互作用が大きくなると、各ピアの有効質量が橋脚を支持している上部構造質量の1/5以下である、単純橋を支持するピアの場合。	動的解析を適用する条件 構造物を1自由度系であらわすのが困難な場合 具体的には以下の場合 1) 橋脚躯体の質量が上部構造質量の20%以上である橋梁 2) 橋軸直角方向の解析においては、質量分布や水平剛性、形状が大きく変化していたり、大きく非対称である橋梁 3) 弧と弦のなす角度が45°以上の場合 4) 通常の橋脚・橋台形式以外の下部構造によって地震荷重が支持されている橋梁 5) 吊橋、斜張橋とアーチ橋 6) ロックアップを持つ橋
非線形動的解析の適用法	非線形動的解析による設計変位や設計荷重等は、弾性解析によって必要とされる量の80%を下回らない範囲で用いる。	非線形動的解析は応答スペクトル法と併用して行い、応答スペクトル法から得られる要求事項を緩めるために、非線形動的解析結果を用いない。	非線形動的解析は応答スペクトル法と併用して行い、応答スペクトル法から得られる要求事項を緩めるために、非線形動的解析結果を用いない。	非線形動的解析は応答スペクトル法と併用して行い、応答スペクトル法から得られる要求事項を緩めるために、非線形動的解析結果を用いない。	非弾性時刻歴解析から計算される塑性率の耐震性能ごとに規定されている塑性率の最大許容値を上回ってはならない。

表 2.2.14 動的解析における入力地震動の比較

道路橋示方書	ATC-32	AASHTO	ユーロコード	ニューゼーランド						
<p>(1) 応答スペクトル震度法及び地震時保有水平耐力法 (Type I, II) の照査に用いているスペクトルが、地域、減衰定数に定めて設定されている。</p> <p>静的設計法の水平震度と長周期の加速度減少領域でやや異なっている。</p>	<p>(1) 減衰定数 5% の ARS 弾性応答曲線を、水平応答スペクトル荷重として用いる。地盤もしくは免震装置が振動逸散に寄与する場合は、実験や解析によつて妥当性が確認されれば、5% を越える減衰定数を用いてよい。重要な場合には鉛直地震動を考慮すべきだ。特別な研究をしない場合は、鉛直方向応答スペクトルは水平応答曲線の 2/3 としてよい。</p> <p>(2) 設計地震動の振幅や周波数成分、長周期波形の形状 (速度及び変位の時刻歴) や継続時間は、地点条件や評価タイプ (機械性能または安全性) と矛盾しないように設定する。</p> <p>特に、震源近傍の地震では、断層と直角方向あるいは平行方向の地震動やパルス状の振動などの影響がある。</p>	<p>(1) 多モードスペクトル法に對する応答スペクトルは静的解析法と同一であり、地点の加速度係数、土層特性に定めて決定される。</p> <p>(2) 入力加速度波形はオーナ一またはその代理人との協議の上決定される。特別に指示がなく、サイト固有の時刻歴も無い時には、スペクトルに適合させた 5 つの時刻歴を用いてよい。5 つの時刻歴を作成するのには固有なスペクトルを用いるのがよい。そのようには、地盤タイプ毎に与えられている応答係数がスペクトルを作成されるのに用いられる。</p> <p>(3) サイト固有の時刻歴も無い時には、スペクトルに適合させた 5 つの時刻歴を用いてよい。</p>	<p>(1) 応答スペクトル法、地盤加速度、重要度、地盤種別、減衰定数に定めたスペクトル</p> <p>(2) 時刻歴解析 人工的な加速度波形、観測記録、シミュレーションを用いる。 人工的な加速度波形は、弾性応答スペクトルに適合するように作成する。その際、震央地域における加速度波形の定常部 (主要動部、強震部) の最小継続時間 T_c は、重要度係数 r_i と設計地盤加速度 a_g を重力加速度で除した値 α との積に定めて表のように定める。</p> <table border="1" data-bbox="977 1422 1224 1780"> <tr> <td colspan="2">加速度波形の定常部分の継続時間</td> </tr> <tr> <td>$r_i \cdot \alpha$</td> <td>0.10 0.20 0.30 0.40</td> </tr> <tr> <td>T_c</td> <td>10s 15s 20s 25s</td> </tr> </table>	加速度波形の定常部分の継続時間		$r_i \cdot \alpha$	0.10 0.20 0.30 0.40	T_c	10s 15s 20s 25s	<p>(1) モーダル法 モーダル法のスペクトルは基本加速度係数 $\mu=1$ に対応する基本加速度係数 $C \cdot \mu$ (点線を用いる) とする。</p> <p>(2) 非弾性時刻歴応答解析 対象地域の特性に合った地震波データを用いる。用いる地震波の加速度応答スペクトル (減衰定数 5%) は、基本加速度係数 ($\mu=1.0$) に補正係数を乗じた応答スペクトルを下回らないように調整する。この場合の補正係数は目的に応じて以下のようにする。</p> <p>① 最小要求耐力を決定するためには、地域別、重要度別、構造性能別補正係数、設計スペクトルスケールを適用する。</p> <p>② 弾塑性効果、変位、許容性能を決定するためには、地域別、重要度別補正係数を適用する。</p> <p>なお、地震波は 15 秒以上の主要動を含むか、構造物の固有周期の 5 倍以上の主要動継続時間を持つかどうかから長い方を採用する。</p> <p>(3) 少なくとも 3 つの異なる地震波を用いて動的解析を行う。そのうちの少なくとも適切な 2 波に対して求められた最大応答値を設計に反映させる。</p>
加速度波形の定常部分の継続時間										
$r_i \cdot \alpha$	0.10 0.20 0.30 0.40									
T_c	10s 15s 20s 25s									

ことが多いようである。詳細な地震動の作成法は不明であるが、ATC-32,ユーロコード,ニュージーランドでは主要動の継続時間について言及している。

どの基準でも時刻歴応答解析は入力波形によって解析結果のバラツキが大きいことが指摘されており、最低でも3つの波形について解析を行い、その平均値或いは最大値を設計に用いるものとしている。

2.2.6 部材設計

耐震設計において特に重要となる橋脚と基礎についての部材設計に関して比較した。

(1) 橋脚

a) $M-\phi$ 計算法 (表 2.2.15 参照)

i) 計算法

計算法については、基本的には各国とも橋脚断面を微小要素に分割し、平面保持の仮定のもとに各微小要素の応力度を求め、内力のつり合いから $M-\phi$ 計算を行っているようである。

ii) 鉄筋の応力-ひずみ曲線

各国とも、鉄筋の応力-ひずみ曲線は、バイリニアモデルを用いているが、ATC-32 では鉄筋ひずみの上限値を設けている ($\epsilon_s < 0.0015$)。

iii) コンクリートの応力-ひずみ曲線

日本以外は、コンクリートの応力-ひずみ曲線は矩形、台形、放物線など数種類用意されており、この中から選択するようである。また、実験で検証された適切なモデルであればそれも使用可能である。

日本のように地震動のタイプ別にコンクリートの終局ひずみを定義し、下降勾配まで考慮 (タイプ II 地震動) している国はないようである。

b) 配筋細目

ここでは、主鉄筋と帯鉄筋の最小および最大鉄筋量に着目した整理を行った。表 2.2.16 に整理した結果を示す。

i) 主鉄筋について

最小鉄筋量は、日本とニュージーランドがコンクリート断面積の 0.8% 以上で、ATC-32 と AASHTO が部材断面積の 1.0% 以上、EUROCODE が計算式による算出となっているが、それほど各国の間で大差はないようである。

最大鉄筋量は、日本が部材断面積の 6.0% 以下、ATC-32 が 4.0% 以下、AASHTO と EUROCODE が 8.0% 以下となっており、若干の差が見られる。ニュージーランドでは最大鉄筋量の規定は見あたらなかった。

ii) 帯鉄筋について

最小鉄筋量については、日本は鉄筋の最小径と最大間隔により制限を設けているが、ATC-32 は最小容積率、AASHTO は円柱の場合最小容積率、矩形柱の場合最小断面積、EUROCODE は最小鉄筋比および最小容積率、NZS3101 では矩形柱では最小鉄筋量を、円形柱では最小容積率をそれぞれ規定している。

最大鉄筋量に関する規定は、日本で体積比の上限値を設けているくらいで、他の国の規定では最大鉄筋量に関する規定は見あたらなかった。

表 2.2.15 M~φ 計算法

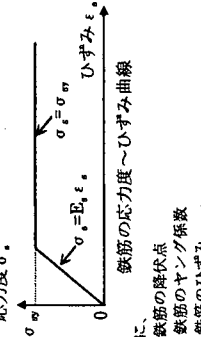
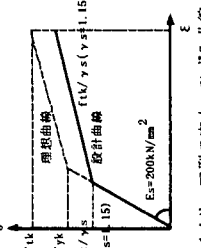
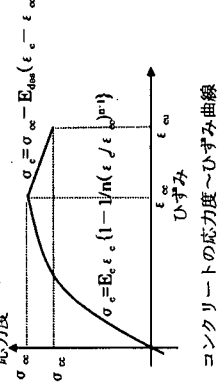
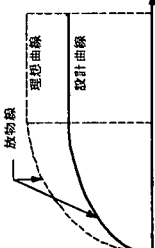
<p>耐震設計 基準</p>	<p>道路橋示方書V耐震設計編 (1996)</p> <p>橋脚断面を微小要素に分割し、以下の仮定のもとにコンクリートの圧縮応力度の合力と鉄筋の引張力の合力がつり合う中立軸を求める。 1) 縦ひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。 中立軸を求めた後に、曲げモーメントはコンクリートの圧縮応力度および鉄筋の引張力の合力に中立軸までの距離を乗じて算出する。計算曲率はコンクリートの圧縮線のひずみを中立軸までの距離で除して算出する。</p>	<p>ATC-32 (1996)</p> <p>以下の仮定に基づく等価応力ブロック法が積分計算による。 1) 鉄筋およびコンクリートのひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。</p>	<p>ASAITO (1996)</p> <p>以下の仮定に基づく等価応力ブロック法による。 1) 鉄筋およびコンクリートのひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。</p>	<p>EUROCOD18 (1994)</p> <p>曲げ耐力の算定法は日本と同様の手法である。</p>	<p>Bridge Manual/NVS3101 (1995)</p> <p>以下の仮定に基づく等価応力ブロック法による。 1) 鉄筋およびコンクリートのひずみは中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートの引張強度は無視する。</p>
<p>鉄筋の 応力-ひずみ 曲線</p>	 <p>ここに、 σ_y: 鉄筋の降伏点 σ_u: 鉄筋のヤング係数 ε_s: 鉄筋のひずみ</p>	<p>基本的に日本と同じであるが、M-φ解析の際に、ε_s < 0.015 とする。</p>	<p>日本と同じ</p>	 <p>ここに、 f_{yk}: 鉄筋の降伏点 f_{tk}: 鉄筋の引張強度 ε_s: 鉄筋のひずみ</p>	<p>日本と同じ。</p>
<p>コンクリートの 応力-ひずみ 曲線</p>	 <p>ここに、 σ_{cc}: コンクリートの設計基礎強度 σ_{ck}: コンクリートのヤング係数 ε_{cc}: コンクリートのヤング係数 ε_{cu}: コンクリートのヤング係数</p> <p>コンクリートの応力-ひずみ曲線</p> $\sigma_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c \left(1 - 1/n (\epsilon_c / \epsilon_{cc})^{n-1} \right) & (0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{ch} (\epsilon_c - \epsilon_{cc}) & (\epsilon_{cc} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}) \end{cases}$ <p>ここに、 σ_{cc}: コンクリートの設計基礎強度 σ_{ck}: コンクリートのヤング係数 ε_{cc}: コンクリートのヤング係数 ε_{cu}: コンクリートのヤング係数</p> <p>ここに、 ε_{cc}: コンクリートのヤング係数 ε_{cu}: コンクリートのヤング係数</p> <p>ここに、 ε_{cc}: コンクリートのヤング係数 ε_{cu}: コンクリートのヤング係数</p> <p>ここに、 ε_{cc}: コンクリートのヤング係数 ε_{cu}: コンクリートのヤング係数</p>	<p>1) コンクリートの応力度-ひずみ関係は、等価矩形、あるいは実験結果で検証された適切なモデルとする。 2) コンクリートの終局圧縮ひずみは、一般に 0.003 とするが、じん性柱 (Ductile Columns) の設計の場合には 0.004 を採用する。 ただし、この時のコンクリートの期待圧縮強度 f_{cc} (Expected Compression Strength) および鉄筋の期待降伏強度 f_{ye} (Expected Yield Strength) は、次のようにする。 f_{cc} = 1.3 f_{cc} f_{ye} = 1.1 f_y f_{cc}: コンクリート圧縮強度 f_y: 鉄筋の降伏強度</p>	<p>1) コンクリートの終局圧縮ひずみは 0.003 とする。 2) コンクリートの応力度-ひずみ関係は、矩形、右形、放物線あるいは実験結果と一致する他の形状とする。</p>	<p>断面設計に使用する2つの応力-ひずみ曲線が規定されている。</p>  <p>矩形放物線の応力-ひずみ曲線</p> <p>バイリニア型の応力-ひずみ曲線</p>	<p>1) コンクリートの終局圧縮ひずみは 0.003 とする。 2) コンクリートの応力度-ひずみ関係は、矩形、右形、放物線あるいは実験結果と一致する他の形状とする。</p>

表 2.2.16 配筋細目

耐震設計 規定内容	道路橋示方書 V 耐震設計編 (1996)	ATC-32 (1996)	AASHTO (1996)	EUROCODE8 (1994)	Bridge Manual/NZS3101 (1995)								
主 鉄 筋 (最小および 最大鉄筋量)	<p>1) 最小鉄筋量 柱や壁のように軸方向力を受ける 部材の軸方向鉄筋量は、コンクリ ート断面積の0.8%以上とする。</p> <p>2) 最大鉄筋量 柱や壁のように軸方向力を受ける 部材の軸方向鉄筋量は、部材の全 断面積の6%以下とする。</p>	<p>1) 最小鉄筋量 最小鉄筋量は、0.01Agとする。 Ag: 橋脚柱の断面積</p> <p>2) 最大鉄筋量 最大鉄筋量は、0.04Agとする。 鉄筋比が0.04を超える場合は、じん性 能が低下するため、上限値を0.08から0.04 に引き下げている)</p>	<p>1) 最小鉄筋量 最小鉄筋量は、0.01Agとする。 Ag: 橋脚柱の断面積</p> <p>2) 最大鉄筋量 最大鉄筋量は、0.08Agとする。</p>	<p>1) 最小鉄筋量 $A_{s,min} = \frac{0.15N_d}{f_{yd}} \leq 0.003A_c$ ここで、f_{yd}: 鉄筋の設計降伏強度 Nd: 設計圧縮軸力 Ac: コンクリート断面積</p> <p>2) 最大鉄筋量 最大鉄筋量は、0.08Acとする。</p>	<p>1) 最小鉄筋量 鉄筋の断面積は、0.008Ac以上とする。 Ac: コンクリート断面積 また、鉄筋の最小本数は以下の通りとする。 円形断面: 6本; 矩形断面: 4本</p> <p>2) 最大鉄筋量 最大鉄筋量に関する規定は無いが、鉄筋配 置間隔に規定があり、配置できる最大の鉄 筋量が制限されている。</p>								
帯鉄筋 (鉄筋量および 体積比)	<p>1) 帯鉄筋は、直径13mm以上の異 形棒鋼とし、その高さ方向の間隔 は15cm以下を原則とする。</p> <p>2) 中間帯鉄筋の断面内間隔は、1m 以下を原則とする。</p> <p>3) 横拘束筋の体積比は、1.8%を 上限値とする。</p>	<p>1) じん性柱の塑性ヒンジ領域においては、ス パイラル筋およびフープ筋の容積率ρ_sを以 下の2式による値以上とする。 $\rho_s = 0.16 \frac{\sqrt{f_{ce}}}{f_{ye}} [0.5 + \frac{1.25f_{ce}}{f_{ce} - A_g} + 0.13(\rho - 0.01)]$ $\rho_s \leq 0.0002nb$ ここに、 Pe: 設計軸力 ρ_1: 柱軸方向鉄筋比 nb: 柱軸方向鉄筋の本数。</p> <p>2) 塑性ヒンジ以外の区域においては、上式の 50%以上とする。</p> <p>3) 直径3フィート以下以下の橋脚については、 $\rho_s \geq 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_{ce}}{f_{ye}}$ ここに、 Ag: コアコンクリートの面積。 かつ1)、2)の要求が満足されることとする。</p>	<p>1) 円柱の場合 スパイラル筋およびフープ筋の容積率ρ_s が次の値以上とする。 $\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_{ce}}{f_{ye}}$ $\rho_s = 0.12 \frac{f_c'}{f_{yh}}$</p> <p>2) 矩形柱の場合 フープ筋の断面積 Ash が次式で算出される 断面積以上とする。 $A_{sh} = 0.30 ah_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right]$ $A_{sh} = 0.12 ah_c \frac{f_c'}{f_{yh}}$ ここに、 a: フープ筋の鉛直間隔 (mm) Ac: 拘束筋に囲まれるコンクリートの断面 積 (mm²) Ag: 橋脚の純断面積 (mm²) f'c: コンクリートの圧縮強度 (MPa) fyh: 拘束筋の降伏強度 (MPa) hc: 拘束筋によって囲まれるコンクリート の有効長 (mm)</p>	<p>1) 拘束鉄筋量について 力学的鉄筋比 $\omega_{wd} = \rho_w \cdot f_{yd} / f_{cd}$ 横方向鉄筋比 $\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b)$ ただし、 Asw: 拘束の一つの方向のフープ筋 あるいは帯鉄筋の全断面積 s: フープ筋あるいは帯鉄筋の軸方向 間隔で、以下の制限を受ける s ≤ 軸方向鉄筋の6倍 s ≤ 拘束されるコンクリートコアの 最小寸法の1/5倍 拘束補強筋の最小量 $\omega_{wd} \geq 174 \frac{A_c}{Ac} (0.009A_c + 0.17) \mu_c - 0.07 \geq \omega_{wd,lim}$ ただし、 Ac: 断面の総断面積 Acc: 断面の拘束されたコア コンクリート断面積 μ_c: 要求される曲率じん性率</p> <table border="1" data-bbox="1182 568 1284 860"> <tr> <td>μ_c および $\omega_{w,min}$ の最小値</td> <td></td> </tr> <tr> <td>地震時挙動</td> <td>μ_c 0.12</td> </tr> <tr> <td>じん性挙動</td> <td>13 0.12</td> </tr> <tr> <td>限定的なじん性挙動</td> <td>7 0.08</td> </tr> </table>	μ_c および $\omega_{w,min}$ の最小値		地震時挙動	μ_c 0.12	じん性挙動	13 0.12	限定的なじん性挙動	7 0.08	<p>拘束鉄筋量について 1) 矩形断面 橋脚中の矩形拘束筋について、鉄筋量 A お よび配置を規定している。 $A \geq \frac{(1.3 - \rho_w) \mu_c A_c f_c' N^*}{33 A_c f_{yd} \phi f_c' A_g} - 0.006 S_{\mu} H$ ここに、 Pt: 軸方向鉄筋比 m: fy/(0.85fc) Sh: フープ筋の中心間距離 (mm) h*: フープ筋によって囲まれる コンクリートの断面積 (mm²) Ag: 橋脚の純断面積 (mm²) Ac: 拘束筋に囲まれるコンクリートの断 面積 (mm²) fc: コンクリートの圧縮強度 (MPa) fyt: 拘束筋の降伏強度 (MPa) N*: 設計軸力 (N) ϕ: コンクリートの低減係数</p> <p>2) 円形断面 橋脚中のスパイラル筋および円形拘束筋に ついて、その体積率 ρ および配置を規定し ている。 $\rho \geq \frac{(1.3 - \rho_w) A_g f_c' N^*}{2.4 A_c f_{yd} \phi f_c' A_g} - 0.0084$</p>
μ_c および $\omega_{w,min}$ の最小値													
地震時挙動	μ_c 0.12												
じん性挙動	13 0.12												
限定的なじん性挙動	7 0.08												

(2) 基礎

基礎構造物に関する耐震設計について、設計地震力、照査方法、地盤の液状化の取扱いに着目し、道路橋示方書と海外の基準類を対比して整理した。以下に、それらの比較から見られる特徴的な事項をまとめて示す。

a) 基礎設計地震力

道路橋示方書も海外の基準類も、基本的には橋脚の保有耐力を外力と考えており、橋脚基部に塑性ヒンジが発生する場合はこれに応じた荷重を作用させ、塑性ヒンジが発生しない場合には、基本的には弾性応答荷重を作用させる。ただし、道路橋示方書においては、基礎の塑性化を許容する場合には、設計震度を低減する事を規定しており、他の基準と異なる点である。

b) 照査方法の基本方針

道路橋示方書は、震度法(許容応力度法)と地震時保有水平耐力法(限界状態設計法)の2段階で照査することを基本としている。しかし、海外基準類は限界状態設計法によることを基本としており、2段階設計法の考え方は導入していない。

c) 直接基礎

i) 安定照査項目

道路橋示方書の安定照査項目は、転倒、鉛直支持、水平支持の3項目であり、海外基準類もこれと基本的に同じである。ただし、EUROCODE8以外の海外基準類は、橋脚基部に塑性ヒンジが生じる場合でも鉛直荷重の変動を考慮し、2通りの荷重の組み合わせについて照査することとしている。

ii) 許容支持力

道路橋示方書の許容支持力公式は、 N_c 、 N_q 、 N_r に関する3項目の和からなり、海外基準類もこれと基本的に同じである。ただし、各係数等の設定は独自のものを採用しているものが多い。

d) 杭基礎

Bridge Manual/NZS3101には、下記i)～iv)の具体的な内容は規定していない。

i) 安定照査項目と計算モデル

道路橋示方書は、保耐法では杭本体の非線形性を考慮した骨組モデルによる計算を行う。これに対し海外基準類は、変位法による解法が中心であり、非線形モデルによる設計はなされていない。

ii) 杭の支持力

道路橋示方書において保耐法の支持力の上限値は極限支持力であり、海外基準類についても基本的に道路橋示方書と同じ方法で支持力を算出するが、安全率の取り方等に違いがある。

iii) 群杭効果

群杭の効果については、各基準類で考え方が異なる。鉛直支持力についてはAASHTO、

Eurocode8 は道路橋示方書と同様に、仮想ケツ基礎として考慮する。水平支持力については具体的に記述はあまりなく、AASHTO、Eurocode8 は載荷試験によることが原則となっている（Eurocode8 は、圧縮耐力、引抜き耐力、荷重～変位関係まで載荷試験によることを原則としている）。また、ATC-32 では、群杭効果は基本的には考慮しないが、大口径杭群の場合は重要であると示されているのみである。

iv)地盤反力係数

道路橋示方書では、基礎の荷重～変位関係を求めるために地盤反力係数を定義している。地盤反力係数には載荷幅依存性を持たせている。一方、ATC-32、AASHTO は、変形係数の深さ方向の増加率を示す地盤係数 f なるものを定義し、計算に用いている。また、Eurocode8 では、地盤反力係数の代わりに地盤のヤング係数 E を用いることとしている。

v)構造細目他

道路橋示方書では、杭頭結合条件は剛結を基本とするため、杭頭の埋込み長について詳細に規定している。一方、AASHTO、Eurocode8、Bridge Manual/NZS3101 には、杭頭部に塑性ヒンジが発生するものとして必要な鉄筋を配置するように規定している。

ATC-32 では、杭頭結合条件を鋼管杭はピン結合、RC 杭では剛結が適切としているが、特に軟弱地盤ではより剛性の高い結合をし、靱性の高い杭を使うべきとしている。また、横方向荷重により杭本数を定めることは不経済となるため、杭頭部付近の水平抵抗が十分見こめない場合にはフチングを下げるなどの対策を講じるのがよいとしている。

e)地盤の液状化

各項目ごとに以下に挙げる。

i)地震時に不安定となる地盤

道路橋示方書では、軟弱な粘土地盤および液状化発生の可能性がある土層について規定している。これは ATC-32 でも両者について規定しているが、Eurocode8 では軟弱な粘土地盤については規定していない。また、これらの規定方法はそれぞれ異なり、液状化発生の可能性がある土層についての規定は道路橋示方書がもっとも細かく規定している。ATC-32 にある規定は、旧道路橋示方書(平成 2 年 2 月)の内容に近い。

ii)液状化の判定方法

道路橋示方書の液状化判定方法は、 N 値を基に液状化強度を推定し F_L 法により判定している。Eurocode8 も、 N 値を基に判定する方法を用いているが、 F_L を算出することは行わず、液状化が生じる否かの判定にとどまっている。ATC-32 では、液状化発生の可能性の有無を粒度だけから判断しており、 N 値は用いない。

iii)液状化する土層の取り扱い

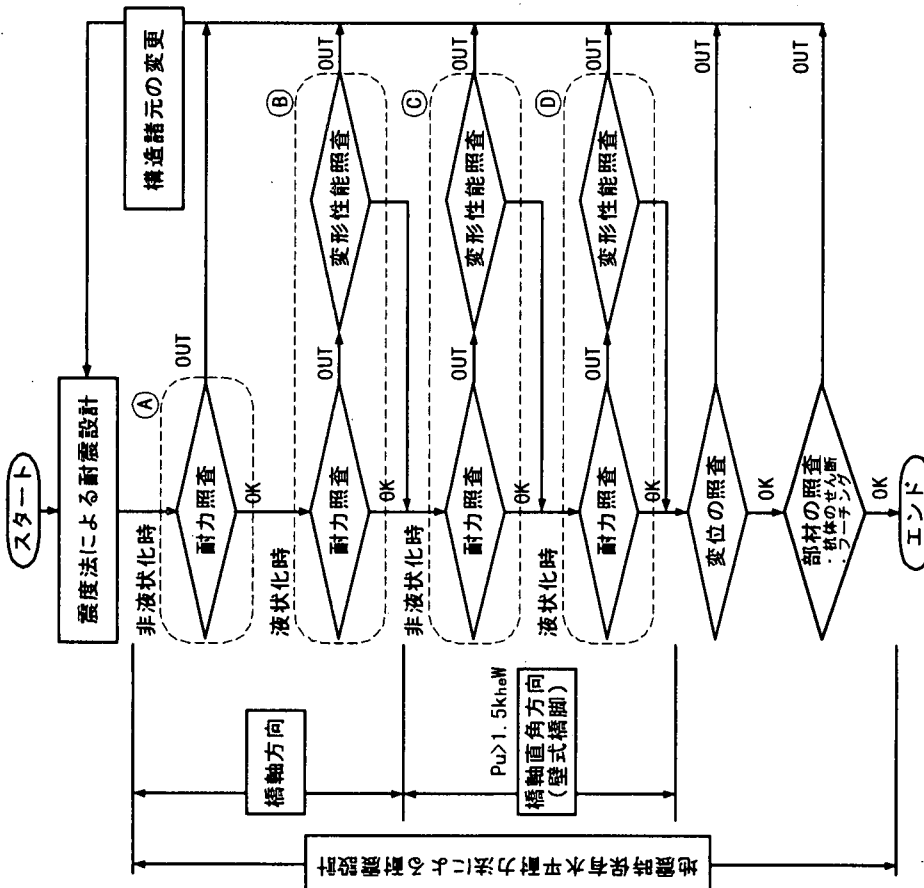
道路橋示方書では、液状化すると判定された土層は、その F_L 値に応じて土質定数の低減（低減係数は 12 通り）を行う。また、Eurocode8 では、液状化する土層の水平支持力を無視する（低減係数を 0 とする）ものとしている。一方、ATC-32 では液状化の発生する土層の取り扱いについては設計者の能力に委ねられており、詳細を規定していない。

	道路橋示方書 V耐震設計編、IV下部構造編	ATC-32	AASHTO	EUROCODE8 (EUROCODE7)	Bridge Manual /NZS3101
a) 基礎設計地震力	<p>設計地震力としては①震度法によるもの2段階を考慮する。このうち後者については、死荷重および式(1)により算出する設計水平震度に相当する慣性力が作用するものと、基礎が降伏しないことを照査する(耐力照査)。</p> $k_{h,p} = C_{d,F} \cdot P_U / W \quad (1)$ <p>ここに</p> $k_{h,p} : \text{基礎の設計に用いる設計水平震度}$ $C_{d,F} : \text{補正係数で1.1とする。}$ $P_U : \text{橋脚の水平耐力}$ $W : \text{等価重量で } W = W_U + c_p W_p$ <p>通常は $c_p = 0.5$ (曲げ破壊型) とする。</p> <p>ただし、基礎の塑性化を許容する場合には以下のように設計震度を低減する(変形性能照査)。</p> $k_{h,c,F} = c_D k_{h,c} \quad (2)$ <p>ここに</p> $k_{h,c} : \text{設計水平震度}$ $c_D : \text{減衰定数別補正係数で } 2/3$	<p>基礎設計荷重</p> $U = D + EQ / Z \quad (3)$ <p>ここに</p> <p>U : 設計荷重 D : 死荷重 EQ : 地震の影響</p> <p>ここに地震の影響EQとしては、ケース1では直角方向荷重+(軸方向荷重+鉛直方向荷重)×0.4とし、またケース2、ケース3はそれぞれ荷重を入れ替えて上記と同様に求めたものを用いる。</p> <p>ここに、弾性構造物として設計する場合は $Z = 1$ とする。</p> <p>ただし、橋脚基部に塑性ヒンジが生じる場合はそれに対応する荷重で基礎を設計する。</p>	<p>基礎の設計荷重は以下に示す2通りの荷重のうちのいずれかで設計する。一般には②の塑性ヒンジに相当する荷重の方が相当小さな値となる。</p> $① \quad U = D + EQ / R \quad (4)$ <p>ここで地震による影響EQはLoad Case 1とLoad Case 2から得られた弾性地震力。またRは応答修正係数(Response Modification Factor)で、基礎については $R = 1.0$ とする。</p> <p>LC1 = 橋軸方向荷重+軸直角方向荷重×0.3 LC2 = 橋軸方向荷重×0.3+軸直角方向荷重</p> <p>②橋脚基部に生じる塑性ヒンジに対応する荷重</p> <p>なお、壁式橋脚の場合①の荷重に対応して $R = 1.0$ を採用している。</p>	<p>U = D + EQ + P + s + φ L (5)</p> <p>ここに</p> <p>U : 設計荷重 D : 死荷重 EQ : 地震の影響で以下のケース1 EQ = 直角方向荷重+(軸方向荷重+鉛直方向荷重)×0.3 ケース2、ケース3はそれぞれの荷重を入れ替えて上記と同様に求めたもの。 P + s : プレストレス力 φ : 活荷重の割合を決める係数 L : 活荷重</p> <p>ただし、橋脚基部に塑性ヒンジが生じる場合はそれに対応する荷重で設計する。</p> <p>また杭基礎の場合には地震波の通過による周辺地盤の変形に伴う荷重についても考慮することとしている。</p>	<p>特殊な場合を除けば基礎に作用する弾性応答荷重は以下のようになる。</p> $U = k D + EQ \quad (6)$ <p>ここに</p> <p>U : 設計荷重 D : 死荷重 k : 鉛直加速度の影響で1.3ないしは0.8のうち厳しい方 EQ : 地震の影響</p> <p>AASHTOと同様 直交する荷重の 30%ルールを適用する。</p> <p>ただし、橋脚基部に塑性ヒンジが生じる場合はそれに対応する荷重で基礎を設計する。</p>

	道路橋示方書 V 耐震設計編、IV 下部構造編	ATC-32	AASHTO	EUROCODE8 (EUROCODE7)	Bridge Manual /NZS3101
b) 照査方法	震度法による耐震設計では、許容応力度、許容支持力、許容変位、安全率またはこれらの組合せにより照査する。	基礎の耐震設計は限界状態設計法による。	①限界状態設計法(Load Factor Design)と許容応力度法の併用となっている。	基礎の耐震設計は限界状態設計法による。 $X d = X k / \gamma$ (7) ここに	基礎の耐震設計は限界状態設計法による。
i) 基本方針	地震時保有水平耐力法による耐震設計では、基礎は原則として降伏しないように設計するが、壁式橋脚のように十分大きな終局水平耐力を有している場合、または地盤に液状化が生じるような特殊な場合は基礎の降伏を許容して設計してもよい。ただし基礎の応答塑性率 μ_{FR} はその制限値 μ_{FL} 以下とする。	大地震に対する基礎の具体的な取扱いに関しては右欄の AASHTO と同じことがいえる。	中小地震を対象としたサービス荷重設計に対しては許容応力度法を、また大地震に対しては限界状態設計法による基礎の支持力を採用するものと判断される。	基礎については許容変位率 μ は3以下としている。 ①ロッキング運動する直接基礎のフーチング部 $\mu \leq 3$ ②杭基礎で水中に突出た位置に塑性ヒンジ発生 $\mu \leq 3$ ③地震時に大きな軸力を生じる斜杭の塑性ヒンジ $\mu \leq 2$	基礎については許容変位率 μ は3以下としている。 ①ロッキング運動する直接基礎のフーチング部 $\mu \leq 3$ ②杭基礎で水中に突出た位置に塑性ヒンジ発生 $\mu \leq 3$ ③地震時に大きな軸力を生じる斜杭の塑性ヒンジ $\mu \leq 2$
	なお、基礎の変位の制限値としては基礎天端において、水平変位は 40cm、回転角は 0.025rad を目安としてよい。	サービシレベルの荷重に対する基礎の許容変位は、水平で 5cm、回転角 0.008rad が目安であるが、(c4.5.1) 限界状態での制限値は規定していない。	杭は弾性体の範囲内で設計するのを原則とするが、もしそうできなければ、塑性ヒンジを生じる可能性のある断面はパート 1-3 の規定に従わなければならない。	その他の場合は地盤とともに動く部材を含めて $\mu \leq 1$ であり、すなわち弾性領域内で設計することとしている。また、杭基礎頭部の塑性ヒンジについては降伏は予見できる位置に限定され、深刻な被害は生じることなく起こりうるということが大切であるとしている。	

道路橋示方書
V 耐震設計編、IV 下部構造編

1) 基本方針



注) 変形性能照査とは基礎の応答塑性率の照査である。
($\mu FR \leq \mu FL$ を満足すること)

図 2.2.8 地震時保有水平耐力法による基礎設計フローチャート

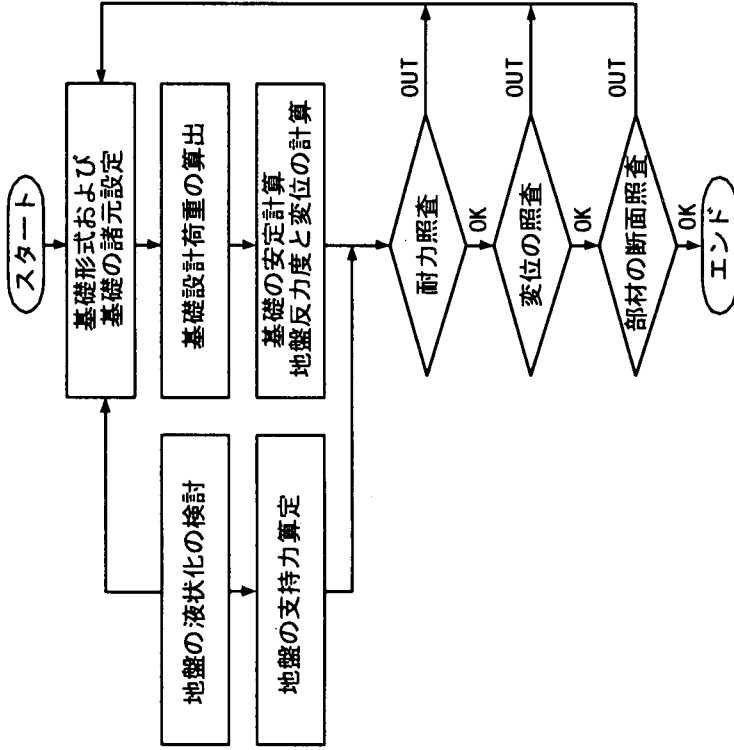


図 2.2.9 基礎設計フローチャート

	道路橋示方書 V耐震設計編、IV下部構造編	ATC-32	AASHTO	EUROCODE8 (EUROCODE7)	Bridge Manual /NZS3101
i) 直接基礎	転倒：荷重合力の作用位置がフーチング幅Bの1/3以内にあり、すなわち基礎の浮上りの範囲がB/2以下とする。(Half Uplift ルール) 鉛直支持：底面地盤反力が許容支持力以下とする。 ($Q \leq Q_a$) 水平支持：原則として底面地盤のせん断抵抗力以下とする。 ($H \leq H_a$) ここでフーチングは剛体とみなしている。 なお、地震時保有水平耐力法による設計では基礎の安定計算は省略できるとしている。また、地震による基礎の水平変位の照査も省略してよい。	基本的には「道路橋示方書」と同じ。 AASHTOと同じ。	基本的には「道路橋示方書」と同じ。 橋脚基部に塑性ヒンジが生じる場合でも、最大軸方向力のときの荷重群と最小軸方向力の荷重群の2通りの組合せについて照査する。杭基礎の場合も同様である。	基本的には「道路橋示方書」と同じ。 地震時に検討すべき限界状態は以下のとおり。 ・ 全体的な安定性の喪失 ・ 支持力破壊 ・ 滑動破壊 ・ 地盤と構造物の組合せによる破壊 ・ 基礎の移動による構造物の破壊 ・ 過大な沈下 ・ 過大な盤ぶくれ ・ 許容をこえる振動	具体的な内容は規定していないが実務設計法は「道路橋示方書」と同じ。 鉛直荷重の変動を考慮するため、橋脚基部に塑性ヒンジが生じる場合でも2通りの組合せについて照査する。杭基礎の場合も同様である。
① 安定照査項目					
② 許容支持力	(震度法にのみ有効) 許容鉛直支持力は荷重の偏心、傾斜を考慮した支持力公式より求めた極限支持力 Q_U を安全率2で除した値とする。 $Q_U = A \cdot \{ \alpha \kappa c N_c + \kappa q N_q + 1/2 \gamma \beta B \cdot N_y \}$ (8) ここで記号は「道路橋示方書IV下部構造編」P251による。 許容せん断抵抗力は基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 R_U を安全率1.2で除した値とする。 $R_U = c_B A_e + V \tan \phi_B$ (9) ここで記号は「道路橋示方書IV下部構造編」P259による。 なお、基礎底面におけるせん断抵抗力が不足する場合、突起を設けてせん断抵抗力の増加を図る場合の考え方も規定している。	AASHTOと同じ。 大地震を想定した荷重に対しては、支持力公式から求めた値に安全係数1として照査すればよい。ただし杭基礎と異なり、直接基礎が浮上りを生じると重要な幾何学的な非線形性にいたり、基礎の回転剛性を変化させるので、浮上りを生じる領域を制限するのが望ましい。	直接基礎の支持力公式は N_c 、 N_q 、 N_y に関する3項の和からなるのは同じであるが、その値や形状係数の値には多少の差がある。	基本的な形は「道路橋示方書」と同じであるが、 $\mu \leq 3$ となるように設計する。	
③ その他	フーチングの設計においては、地盤反力の合力はフーチング端部からB/20だけ内側に作用するものとし、曲げモーメントに対する設計においては基礎底面に作用するせん断地盤反力を考慮して低減してよい。		直接基礎を採用する地盤は良質であるため、基礎の大きさはHalf Uplift ルールから決まる場合が多い。	基本的な形は「道路橋示方書」と同じであるが、 $\mu \leq 3$ となるように設計する。	ロッキング運動する直接基礎のフーチング部は変位塑性率

	道路橋示方書 V 耐震設計編、IV 下部構造編	ATC-32	AASHTO	EUROCODE8 (EUROCODE7)	Bridge Manual /NZS3101
iii) 杭基礎	震度法の設計は以下とおりである。 鉛直支持：最外側の杭に作用する最大圧縮力および最大引抜き力は杭の許容支持力以下とする。 水平変位：設計地盤面位置で杭頭の水平変位は 1.5cm 以下とする。	杭基礎についてはその計算モデルは規定していないが、解説の中で「変位法」に基づく計算結果をチャート表示した Lam による簡略法を勧めている。	杭基礎についてはその計算モデルは規定していないが、実務としては「変位法」による解法が中心である。(Reese and Wan 1993 により開発された実用的なコンピュータープログラムが一般に使用されている。) 杭頭結合は剛結かヒンジか指定はしていない。	杭の軸直角方向荷重に対する計算は、杭が長く細い場合は地盤反力係数で代表される弾性床上の梁として行う。その場合杭とフーチングの結合が剛結かヒンジか考慮するものとしており、「道路橋示方書」のように剛結とは決めている。	具体的な内容は規定していない。
① 安定照査項目と計算モデル	計算モデルは、フーチングは剛体、杭頭の拘束は固定、杭は全断面有効の剛性を有する弾性体、地盤は k 値で代表されるバネとみなし、弾性床上の梁として水平変位や各部の断面力を計算する。この場合フーチングは剛体と仮定し、杭頭結合部は固定とする。 地震時保有水平耐力法による設計では地盤および杭本体の非線形性を考慮した骨組計算モデルを採用し、コンピューターによる繰返し計算から杭頭反力、水平地盤反力度、変位および杭各部の断面力を算出し、それぞれの許容耐力または制限値以内となるように設計する。なお杭本体の非線形モデル化にあたり M-φ 関係は、場所打ち杭・PHC 杭・RC 杭ではトリリニア形、鋼管杭はバイリニア形とする。	ATC-32 の前書きの中で杭群中の各杭に作用する軸直角方向力と軸方向力の分配のための非線形技術の開発が課題であると宣言している。 したがって「道路橋示方書」のようにオーソライズされた非線形モデルによる耐震設計はなされていない。	杭 1 本当りの極限支持力は先端支持力の項と周面摩擦力の項の和とするのは「道路橋示方書」と同じであるが、打込み杭、場所打ち杭それぞれ別の算定式や安全率の取り方は異なっている。	$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i / \gamma_s$ とする。ここに γ_b 、 γ_s は部分係数で場所打ち杭の場合、 $\gamma_b = 1.6$ 、 $\gamma_s = 1.3$	
② 杭の支持力	杭 1 本当りの極限支持力は次式のように先端支持力の項と周面摩擦力の項の和で求めてもよい。 $R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$ (10) この具体的な算定法については、打込み杭、場所打ち杭の繰り杭のそれぞれについて規定している。 保耐法の場合軸方向押込み支持力の上限值は極限支持力対応である。 <例> 場所打ち杭の極限先端支持力度 q_d 砂礫および砂層(N ≥ 30) $q_d s = 2940 \text{KPa}$ 硬質粘性土層 $q_d c = 3 q_u$	た例えば液状化による軟弱地盤で繰返し荷重による鉛直支持力が低下する地盤については、それを見込んだ鉛直支持力に対して安全率を 2 とする必要がある。	一例として場所打ち杭の先端支持力を比較すると $q_d s = 1760 \sim 2940 \text{KPa}$ $q_d c = (3 \sim 4.5) q_u$	杭の水平支持力、水平変位も照査することを規定しているが、方法は示していない。	

道路橋示方書
V耐震設計編、IV下部構造編

ATC-32 AASHTO EUROCODE Bridge Manual

計算モデル

「変位法モデル」は以下の仮定によっている。
 ・フーチングは剛体とし、杭群の図心を中心として回転する。
 ・杭頭における軸方向および軸直角方向のバネ定数をそれぞれ荷重によらずに一定と仮定する。
 ・杭本体の曲げモーメント-曲率関係も線形であるとみなす。

以上の仮定による変位法はポットコンピュータでも計算可能であるが、実用の便利さを考慮して計算図表（ノモグラム）が示されている。ただし、計算結果が支持力の許容値または上限値を超えた場合は、軸方向反力分布の最配分を考慮して別途トライアル計算する必要がある。

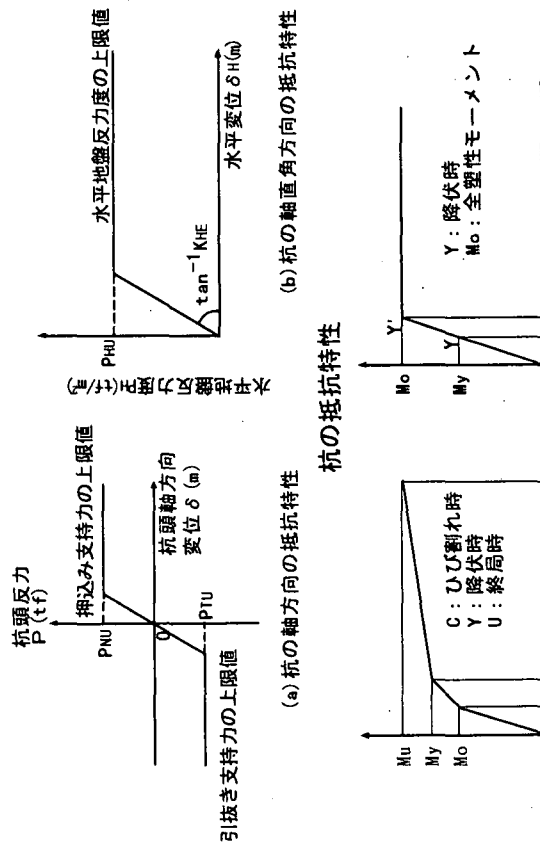
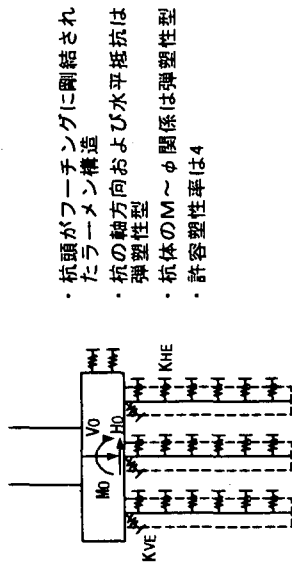


図 2.2.10 地震時保有水平耐力法による杭基礎モデル

	道路橋示方書 V耐震設計編、IV下部構造編	ATC-32	AASHTO	EUROCODE8 (EUROCODE7)	Bridge Manual /NZS3101										
③ 群杭効果	<p>杭の最小間隔は原則として杭径の2.5倍とする。 杭群全体による基礎の鉛直支持力は以下のいずれか小さい値とする。</p> <p>a. 杭一本当りの極限支持力×杭本数 b. 杭の外周長と根入れ長からなる仮想ケーソンの先端支持力と周面摩擦力の和から仮想ケーソンで置換えられる土の重量を差し引いた値</p> <p>水平方向の荷重に対する群杭効果は一般には特に注意しなくともよよいとしているが、保耐法の設計においては2列目以降の杭の水平支持力は最前列の1/2として低減している。</p>	<p>通常の杭基礎で杭間隔が3D程度で杭本数が20本以下の場合、杭群の回転応答を考慮すると個々の杭は同一位相とならないため、群杭効果は考慮しなくともよい。また、水平方向荷重については杭の影になる影響で群杭効果は生じるが相対的に小さい(約20%)としている。</p> <p>ただし、河川を横断する大型橋梁で San Francisco -Oakland Bay Bridge のような大口径杭群の場合には群杭効果は重要である。</p>	<p>場所打ち杭の最小間隔は杭径の3倍とする。杭群全体による基礎の鉛直支持力は「道路橋示方書」と同じように両者を比較して小さい方の値を採用する。</p> <p>杭の水平支持力は杭間隔(荷重方向)により単杭に比べ以下のように低減する。</p> <table border="1" data-bbox="740 763 956 1077"> <tr> <td>杭間隔/杭径</td> <td>8</td> <td>6</td> <td>4</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>単杭との比較</td> <td>1.0</td> <td>0.7</td> <td>0.4</td> <td>0.25</td> </tr> </table> <p>場所打ち杭の水平方向荷重に対する群杭効果を評価する信頼できる合理的な方法はないとしてASTM基準による杭の載荷試験を行うことを原則としている。</p> <p>(American Society for Testing and Material D3966 杭の水平載荷試験基準による)</p>	杭間隔/杭径	8	6	4	3	単杭との比較	1.0	0.7	0.4	0.25	<p>杭群全体の鉛直支持力の考え方は「道路橋示方書」と同じ。ただし、杭軸直角方向荷重に対する群杭効果については考慮するものと記述しているものも具体的な規定はしていない。</p> <p>杭の圧縮耐力、引抜き耐力、水平耐力、および荷重変位関係は載荷試験から求めることを原則としている。</p>	<p>具体的な内容は規定していない。</p>
杭間隔/杭径	8	6	4	3											
単杭との比較	1.0	0.7	0.4	0.25											

	道路橋示方書 V 耐震設計編、IV 下部構造編	ATC-32	AASHTO	EUROCODE8 (EUROCODE7)	Bridge Manual /NZS3101
④ 地盤反力係数	<p>基礎の荷重～変位曲線を求めるために、地盤反力係数を定義し、かつ各基礎形式に対し共通に適用するために算定法を規定している。</p> <p>$k_{H0} = \alpha E_0 / 30$ $k_H = k_{H0} (B_H / 30)^{-3/4}$ E_0: 地盤の変形係数 $E_0 = 28N$ など 記号は「道路橋示方書」P239～249 参照。 すなわち地盤反力係数は換算載荷幅 (B_H) の $(-3/4)$ 乗則で低減するものとし、かつ地震時は常時の2倍の値を採用している。</p> <p>弾性床上の梁と見なしたとき、杭の特性値は $\beta = [k_H D / (4 E I)]^{(-1/4)}$ 単位は (m^{-1}) で表される。</p>	<p>地盤反力係数と同じ単位を有する意味が異なる設計計算に用いている。 $f = d E_s / d x$ ここに f: 地盤の変形係数の深さ方向への増加係数で単位は N/m^3 E_s: 地盤の変形係数(弾性係数) x: 地表面からの深さ f の値は、砂質土場合は 相対密度 (内部摩擦角) に、また粘性土の場合は粘着力 (N 値) に関係するものとして提示されている。</p>	<p>弾性床上の梁と見なしたとき、杭の特性値 (相対剛性係数) は $\beta = [f / (E I)]^{(-1/5)}$ 単位は (m^{-1}) で表される。 Caitrans 基準の構造細目に従う杭の杭頭の拘束条件としては、鋼管杭としては自由、RC杭は剛結 (固定) とするのが適切である。 ただし、軟弱地盤ではより剛性の高い結合が望ましく、剛性の高い杭を使用すべきである。このことは壁式橋脚で橋脚の曲げ剛性が非常に高く、杭頭部に塑性ヒンジを設けなければならぬ場合と同様である。 また、杭は杭径の5倍に相当する上方の地盤の水平抵抗が有効であるので、横方向荷重により杭の本数を決めめることは不経済であり、フーチング位置を下げるなどの対策を講じるのがよいとしている。</p>	<p>地盤反力係数の代わりに地盤のヤング係数 E を使用する。 $E = 3G$ ここに G: せん断弾性係数 また、杭径に等しい深さのヤング係数 E_s を基準としており、E の分布例は以下の通りである。 ・一様分布 $E = E_s$ ・線形分布 $E = E_s Z / D$ ・その他 $E = E_s (Z / D)^{1/2}$</p>	<p>具体的な内容は規定していない。</p> <p>地震時荷重に抵抗するため、杭とフーチングの結合部は以下の条件を満たさなければならぬ。 ・結合部の引張強度は杭の強度の10%以上 ・フーチング下面から杭径以上または500mm 以上は塑性ヒンジ領域として配筋 詳細は鉄筋コンクリートの規定に準拠する。</p>
⑤ 構造細目他		<p>なお AASHTO では地盤反力係数という用語は用いられていない。</p> <p>耐震設計区分 (SPC) が C または D の杭基礎は杭上端部に塑性ヒンジが生じるものとして必要な鉄筋量を配置するよう規定している。 詳細は鉄筋コンクリートの規定に準拠する。</p>	<p>杭に生じる塑性ヒンジとしては以下の領域が考えられる。 ・杭頭から2Dまでの深さ ・著しく異なるせん断剛性を持つ2つの地層間の±2D領域 (せん断弾性係数比 > 6) この領域では適切な拘束鉄筋により十分靱性があるように設計する。 詳細は鉄筋コンクリートの規定に準拠する。</p>		<p>地震時荷重に抵抗するため、杭とフーチングの結合部は以下の条件を満たさなければならぬ。 ・結合部の引張強度は杭の強度の10%以上 ・フーチング下面から杭径以上または500mm 以上は塑性ヒンジ領域として配筋 詳細は鉄筋コンクリートの規定に準拠する。</p>

<p>道路橋示方書 V耐震設計編、IV下部構造編</p>	<p>ATC-32</p>	<p>EUROCODE8 (EUROCODE7)</p>
<p>① 地盤の液化</p> <p>下記のa項、およびb項で液化が生じると判定された砂質土層は、耐震設計上土質定数を低減させるものとする。</p> <p>a. ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層で現地盤面から3m以内にあり、一軸圧縮強度が20kPa以下の土層</p> <p>b. 以下の3つの条件すべてに該当する沖積層の飽和砂質土層</p> <ul style="list-style-type: none"> ・地下水位が現地盤から10m以内にあり、かつ現地盤面から20m以内の飽和土層 ・細粒分含有率 $F_C \leq 35\%$、または $F_C > 35\%$ で塑性指数 $I_p \leq 15$ ・平均粒径 $D_{50} \leq 10\text{mm}$、かつ10%粒径 $D_{10} \leq 1\text{mm}$ <p>液化化に対する抵効率 $F_L = R/L$ を求め、この値が1.0以下の場合には液化化するものとみなす。</p> <p>ここに R: 動的せん断強度比、L: 地震時せん断応力比であり、それぞれの値の算定方法は次頁参照。</p>	<p>地震時に不安定になる地盤の主なものは以下の通り。</p> <p>a. 軟らかい粘性土で鋭敏比が高い、厚さ3m以上の高有機質土、厚さ7.5m以上で高塑性 ($I_p > 75\%$)、または軟らかいかか中程度に硬い粘土を含む土層で35m以上の厚さがある地層</p> <p>b. 液化化する土層 液化化するおそれのある堆積物からなる一つないしはそれ以上からなる土層</p> <p>c. 不安定な斜面</p> <p>d. 断層破壊のおそれのある土層</p> <p>液化化の検討は深さ18mまで行うこととしており、液化化の判定において重要な要因として、地質学情報、地下水位、土粒子の粒径およびN値の4つを取上げている。</p>	<p>液状化の判定をずる地盤条件は以下のとおり。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・地下水位以下にあり、広がり有する土層または緩い砂層が厚いレンズ状に存在する土層で、この場合シルト分や粘土分を含む含まないに關係しない。 <p>液状化の判定法としては単純化された経験図表を示している。考え方の要旨は次の通り。判定要因として、地下水位、土粒子の粒径およびN値を取上げる。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・測定N値 (N_{SPT}) を100kPaの有効上載荷重および理論自由落下エネルギーの60%の衝突エネルギーになるように補正し、それを $N_1(60)$ とする。 ここに $\sigma'_{vo} = N_{SPT} (100 / \sigma'_{vo})^{1/2} \times ER / 100$ ER: 測定エネルギー比 $\times 100$ ・土のせん断応力度は以下のように簡略化する。 ここに $\alpha = 0.65 \alpha S \sigma_{vo}$ S: 地盤種別による係数で1.0~0.9 σ_{vo}: その深さにおける全応力度 <p>以上の仮定のもとに、横軸に $N_1(60)$、縦軸に繰返し応力度比 τ_e / σ'_{vo} をとり、細粒分含有率ごとに判定曲線を与えている(図2.2.12)。</p> <p>液状化する土層、および地震時大幅に強度低下する基礎の水平支持力は無視するものとしている。</p>
<p>② 液化化の判定法</p> <p>$0 \leq F_L \leq 1$ の値に応じて3段階に区分し、さらに各段階ごとに深度で2区分、動的せん断強度比で2区分し、計12通りの土質定数の低減係数 D_E を設定しており、該当する土層の地盤反力係数や地盤の支持力はこの D_E を掛けた値に低減する。</p> <p>なお、地震時保有水平耐力法の設計においては、地盤が液化すると判定された場合にも、液化化しないものとした場合の照査も同時に行わなければならない。</p>	<p>予備的な判定基準として土の堆積年代と地下水位の関係から、液化化の可能性について、①非常に高い、②高い、③中位、④低い、⑤きわめて低い の5段階評価の分類表を示している(表2.2.17)。</p> <p>また、土の粒径分布曲線に基づく判定図を示している(図2.2.11)。ここでは細砂(粒径0.075~0.425mm)は液化化する土の大多数を占めており、中砂や非プラスチックなシルトは相対的に液化化しやすい。</p> <p>液化化の判定においては上記の事項を参考にすると、さらに詳細な検討、および設計への反映法については文献等を参考にするとするものとして設計者の能力に委ねられている。</p>	<p>③ 液化化する土層の取扱</p>

道路橋示方書

V耐震設計編、IV下部構造編

動的せん断強度Rは以下のように求める。

$$R = c_w R_L$$

$$R_L = 0.0882 (N_a / 1.7)^{1/2} \quad N_a < 14$$

$$= 0.0882 (N_a / 1.7)^{1/2} + 1.6 \times 10^{-6} (N_a - 14)^{4.5} \quad N_a \geq 14$$

<砂質土の場合>

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \quad \text{粒度を考慮した補正N値}$$

$$N_1 = 1.7 N / (\sigma' + 0.7) \quad \text{有効上載圧 100kPa 換算N値}$$

$$c_1 = 1 \quad (0\% \leq FC < 10\%)$$

$$= (FC + 40) / 50 \quad (10\% \leq FC < 60\%)$$

$$= FC / 20 - 1 \quad (\text{細粒含有率 } FC \geq 60\%)$$

$$c_2 = 0 \quad (0\% \leq FC < 10\%)$$

$$= (FC - 10) / 18 \quad (FC \geq 10\%)$$

<礫質土の場合>

$$N_a = \{1 - 0.36 I \circ g_{10} (D_{50} / 2)\} N_1$$

<タイプIの地震動の場合> $c_w = 1.0$

<タイプIIの地震動の場合>

$$c_w = 1.0 \quad (R_L \leq 0.1)$$

$$= 3.3 R_L \quad (0.1 < R_L \leq 0.4)$$

$$= 2.0 \quad (R_L > 0.4)$$

地震時せん断応力比Lは以下のように求める。

$$L = \gamma_d k_{hc} \sigma_v / \sigma'_{v'}$$

k_{hc} : 地盤面における設計深度 (保耐法)

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015 x \quad x: \text{地表面からの深さ}$$

$\sigma_v, \sigma'_{v'}$ は全上載圧と有効上載圧である。

ATC-32

EUROCODE8
(EUROCODE7)

表 2.2.17 地質学的及び地下水面による判定基準と液状化の生じやすさとの関係 (Tinsley 他 1985年のものを修正したもの)

地質単位	地下水深さ (m)			
	0-3	3-10	10-15	>15
新成の前期 (沖積世)	非常に強い 強い	中位?	弱い	きわめて強い きわめて強い
後期	弱い	弱い	きわめて強い	きわめて強い
湖沼世の高度の前期 (外河階)	弱い	きわめて強い	きわめて強い	きわめて強い
後期	きわめて強い	きわめて強い	きわめて強い	きわめて強い
築堤と前障湖	きわめて強い	きわめて強い	きわめて強い	きわめて強い

1. 土の河川の水成の地質学的単位による。その単位は極めて強い生じやすさ
とし、100kPaの有効上載圧での動的せん断強度に換算される。2. 湖沼世の高度の前期は、湖沼世の高度の前期に由来する。3. 湖沼世の高度の前期は、湖沼世の高度の前期に由来する。4. 湖沼世の高度の前期は、湖沼世の高度の前期に由来する。5. 湖沼世の高度の前期は、湖沼世の高度の前期に由来する。

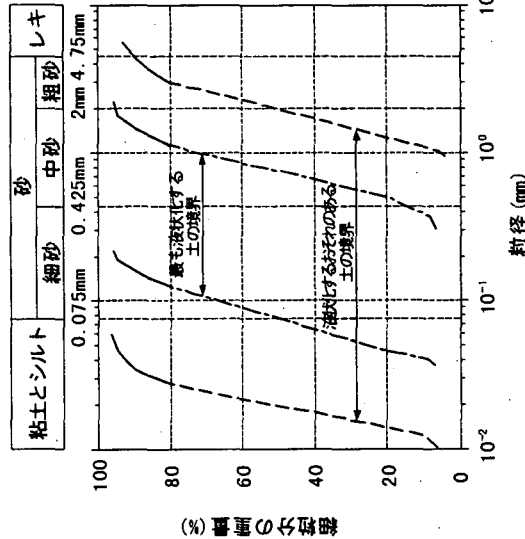


図 5-2-4 液状化判定チャート
液状化する土としない土とを分離する等級区分曲線の限界

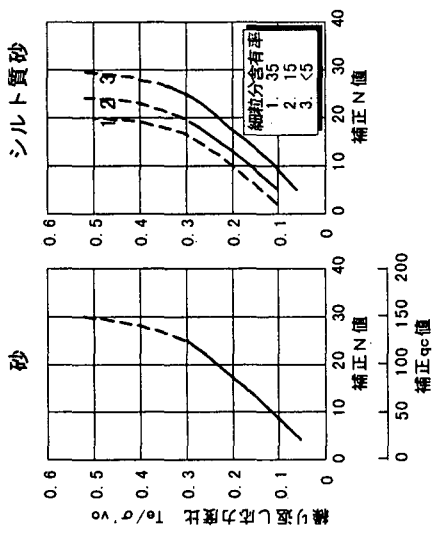


図 2.2.12 液状化判定チャート
曲線の左側は液状化し、右側は液状化しない。
注) マグニチュードの大きさを覚えて適用するためには
図の縦軸を以下のように係数CM倍する。

M	CM
5.5	2.86
6.0	2.20
6.5	1.69
7.0	1.30
8.0	0.67

図 2.2.12 液状化判定チャート

図 5-2-4 液状化判定チャート

2.2.7 免震設計

(1) はじめに

本節では、各国における免震設計について、その考え方、流れ、使用する免震装置や機構の種類、それらの特性(剛性、減衰)の評価・計算方法に着目して比較・整理を行った。なお、参照した各国の基準・指針類は表 2.2.18 に示す通りである。但し、ニュージーランドについては、他の節で引用している Bridge Manual/NZS3101 に相当する免震設計の基準・指針類がないので、必ずしも同レベルで比較を行うことが出来なかった。

表 2.2.18 参照した基準・指針類

国名・地域	基準・指針類
日本	道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 平成 8 年 12 月, (社)日本道路協会
アメリカ	Guide Specifications for Seismic Isolation Design, AASHTO
ヨーロッパ	Eurocode 8 -Design Provisions for earthquake resistance of structures - Part 2: Bridges, CEN
ニュージーランド	<ul style="list-style-type: none"> ・Design of Lead-Rubber Bridge Bearings, Ministry of Works and Development ・Seismic Design of Base Isolated Bridges Incorporating Mechanical Energy Dissipators, Bridge Design and Research Seminar 1990, TRANSIT NEW ZEALAND

(2) 免震設計の考え方

橋梁構造物における免震設計の適用に関する基本的な原理は、アイソレータによる長周期化と、ダンパーによる減衰の付加、およびアイソレータやダンパーに適度な剛性を持たせて風荷重や制動荷重などの常時の荷重に対して剛性を持たせることである。これに加え、免震設計の適用に際しての基本的条件や設計思想等については、各基準に特有な表現も含まれている。表 2.2.19 に、各基準による免震設計の基本的条件や設計思想等をまとめた。また、以下に各基準・指針について特徴的な点を記述する。

a) 免震設計の適用範囲について

AASHTO および EUROCODE8 では、解析方法に条件をつけているものの軟弱地盤上での適用を認めている。ニュージーランドでは特に記述が見当たらなかった。

b) 解析方法について

AASHTO では、耐震性能区分に応じて等価線形解析、応答スペクトル解析、時刻歴応答解析を、EUROCODE8 では、構造物の条件に応じて応答スペクトル解析、時刻歴応答解析を用いる。ニュージーランドでは、一般的に用いられている構造形式の橋梁については、下部構造に作用する水平力、上部構造の変位を算出できる設計チャートを用意している。その他の橋梁については、応答スペクトル解析を用いる。

表 2.2.19 免震設計の基本的条件, 設計思想等

道路橋示方書V耐震設計編	AASHTO	EUROCODE 8	NEW ZEALAND
<p>(1) 免震設計の採用は、橋の固有周期およびエネルギー吸収性能を増大させる効果を得る。地震時の両面から検討した上で判断する。特に以下の条件では、原則として免震設計を適用してはならない。</p> <p>1) 基礎周辺の土層が、ごく軟弱な粘性土層およびシルト層の場合、あるいは橋に影響を与える液状化が生じる砂質土の場合</p> <p>2) 下部構造のたわみ性が大きく、もともと固有周期の長い橋</p> <p>3) 基礎周辺の地盤が軟らかく、橋を長期化する。また、地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合</p> <p>4) 支承に負反力が生じる場合</p> <p>(2) 免震設計に際しては、エネルギー吸収性能の向上による減衰性の向上と地震力の分散に重点を置き、過度な長周期化を図ってはならない。</p> <p>(3) 免震設計を用いる場合の橋の固有周期は、地震時変位の増大が橋の機能に悪影響を与えないように定めなければならない。また、免震支承を用いた場合の橋の固有周期は、原則として免震支承を用いない場合の橋の固有周期の2倍程度以上とする。</p> <p>(4) 免震支承としては、簡単な機構で機能するものを選択すると同時に、力学的な挙動が明確な範囲で使用するものとする。免震支承は、アンカーボルト等によって、確実に上下部構造に取りつけると同時に、取り替えが可能な構造とする。</p> <p>(5) 免震設計を用いる場合には、設計で想定する変位が許容できるように、橋台、橋脚等主要構造物とけた間には遊間を設ける。</p>	<p>(1) 軟弱地盤(地盤種別IV)に対しても、免震設計の適用を認めている。ただし、詳細な照査が必要としている。</p> <p>(2) 解析方法に関する</p> <p>1) 解析方法としては、耐震性能区分に応じて、等価線形解析、応答スペクトル解析、時刻歴応答解析を用いる。</p> <p>2) 固有周期の長い(3秒以上)構造物に対しては、非線形時刻歴応答解析を適用する。</p> <p>3) 免震装置の等価減衰定数が0.3を上回る場合には、免震装置の履歴曲線を用いた非線形時刻歴応答解析を適用する。</p> <p>4) 橋脚の塑性化を抑え、免震装置を確実に機能させるため、橋脚の設計に用いる応答補正係数R(道示Vの√(2μ-1)に相当)は、一般の耐震設計に用いる値の半分とする。</p> <p>5) 設計に用いる免震装置の特性に影響を与える要因として、温度、老朽化、磨耗、速度、累積変形量、汚れの各影響を設計で考慮する。</p> <p>6) 上記の要因を考慮した免震装置の特性値の上限値と下限値を用いて、免震装置に作用する水平力や支承変位を計算する。</p> <p>(3) 橋台、橋脚等とけた間には、計算で求めた変位の最大値以上の遊間を設ける。</p>	<p>(1) 軟弱地盤(地盤種別C)に対しても、免震設計の適用を認めている。</p> <p>(2) 解析方法に関する</p> <p>1) 解析方法としては、構造物の条件に応じて、応答スペクトル解析、時刻歴応答解析を用いる。</p> <p>2) 固有周期が3秒以上あるいは地盤種別Cの場合、あるいは活断層から15km以内に位置する場合には、地域特性を考慮した設計スペクトル特性を用いる。(H=5%)</p> <p>(3) 完全免震(Full Isolation)と部分免震(Partial Isolation)という2つの免震の考え方があり、それぞれ解析方法が異なる。</p> <p>1) 完全免震では、全ての部材が弾性範囲内に収まっているが、部分免震では、ある特定の部材(橋脚)が塑性域に入っている。</p> <p>2) 完全免震では、免震支承の等価剛性を用いた応答スペクトル解析を行うが、部分免震では、非線形時刻歴応答解析を行う。</p> <p>(4) 免震支承としては、その復元力が支える上部構造重量の0.025以上とする。また、維持補修のための経路を確保しなければならない。</p> <p>(5) 橋台、橋脚等とけた間には、地震時の全設計変位(地震の影響+永久荷重+温度の影響)を満足する遊間を設ける。</p>	<p>(1) 免震設計の適用に際しての基本的な考え方として以下を挙げている。</p> <p>1) 設計で考慮した地震発生後には、損傷が生じ、応急補修が必要だとし、緊急用車両が通行できなければならぬ。</p> <p>2) 設計で考慮したより小さい地震の発生後には、損傷があつたとしてもその程度は小さく、通行の妨げになつてはならない。</p> <p>3) 設計で想定したより非常に大きな地震の発生後には、相当の損傷が生じたとしても橋が崩壊してはならない。応急補修後には緊急車両の通行が可能で、かつ、強度は落ちるとしても恒常的な補修後には供用出来るようにしなければならない。</p> <p>(2) 解析方法に関する</p> <p>1) 一般的な構造形式の橋梁に関しては、チャートを用いて下部構造に作用する水平力、上部構造変位を算出できるようにしている。</p> <p>2) その他の構造形式の橋梁に対しては、応答スペクトル解析を用いる。</p>

c) その他

EUROCODE8 では、免震支承の温度、老朽化、累積変形量の影響を考慮しており、AASHTO では、さらに磨耗、速度、汚れ等の影響を考慮している。

EUROCODE8 では、塑性化を許容する部材の範囲によって、完全免震と部分免震という2つの免震設計に関する考え方があり、それぞれで解析方法が異なる。

(3) 免震設計の流れ

表 2.2.20 に免震設計の流れを示す。なお、道示V以外の基準・指針類には、特に流れをフローチャートなどで明示したものはなく、執筆者の判断で作成した。そのため、実際の設計作業とは異なる点もあると思われるのでご承知頂きたい。

全体の流れとしては、各基準・指針ともほぼ同じであり、免震装置の特性を決定して、作用する地震力、免震装置の変位を算出し、下部構造、遊間および免震装置のせん断ひずみ等の細目の照査を行っている。ただし、先にも記述したように、解析手順は日本のように一つの流れではなく、耐震性能区分・構造物の条件等に応じて、等価線形解析、応答スペクトル解析、時刻歴応答解析等を使い分けている。

(4) 免震装置

免震設計に適用する免震装置について、基準・指針類に記載されているもの、記述されている文章等を表 2.2.21 に示す。

橋梁に広く用いられている免震装置は、日本と同様に鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) および高減衰積層ゴム支承 (HDR) と思われる。また、AASHTO では、Friction Pendulum System[®] や Eradiquake[®] という製品名の摩擦型の免震装置も使用されているようである。

等価線形解析法や応答スペクトル解析法に用いる、免震装置の等価剛性、等価減衰定数の算出方法は、基本的にどれも同じである。また、NEW ZEALAND には、LRB のバイリニアモデルのパラメータの算出方法に関する記述もある。

(5) 遊間、せん断ひずみ

遊間の考え方、ゴム支承のせん断ひずみの制限値を表 2.2.22 に示す。

遊間については、道示Vの遊間の余裕量 (L_A) を常時の荷重による変位量と考えれば、各国の基準・指針類は、同様な考え方を行っている。ただし、道示Vのように隣接するけたの固有周期の差を考慮している海外の基準・指針類はなかった。

表 2.2.20(1) 免震設計の流れ

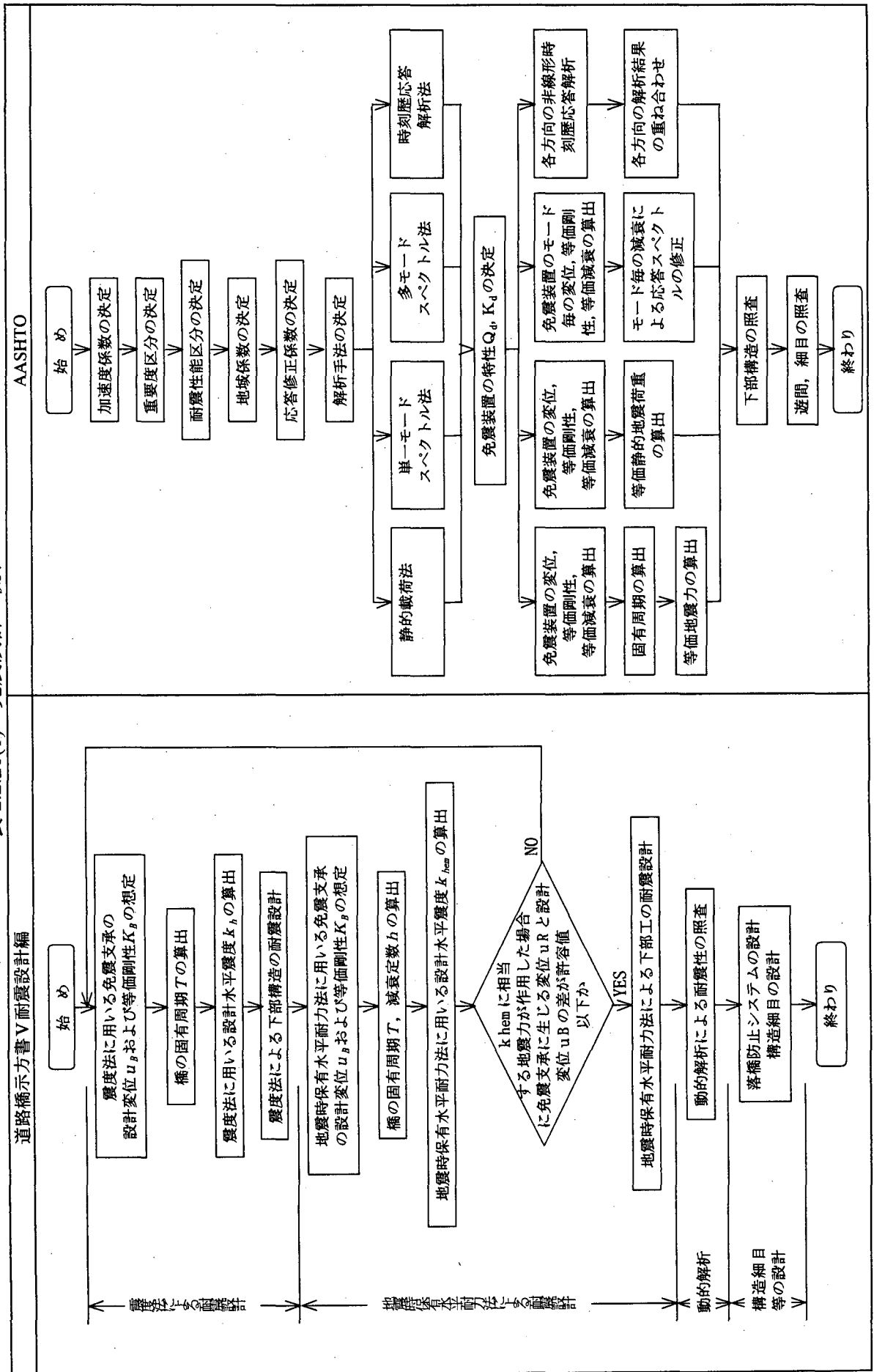
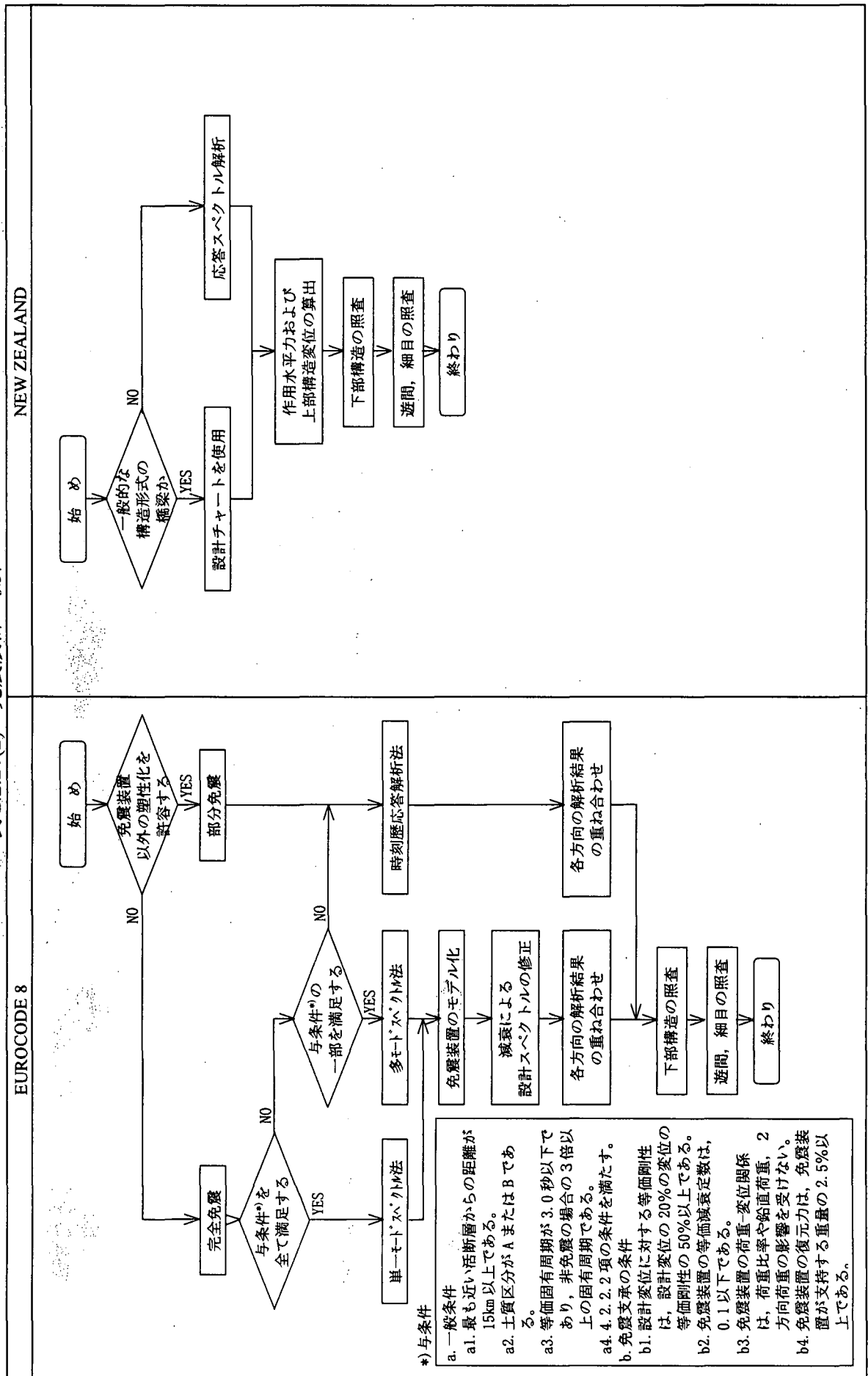


表 2.2.20(2) 免震設計の流れ



*) 与条件

a. 一般条件
 a1. 最も近い活断層からの距離が15km以上である。
 a2. 土質区分がAまたはBである。
 a3. 等価固有周期が3.0秒以下であり、非免震の場合の3倍以上の固有周期である。
 a4. 4.2.2.2項の条件を満たす。

b. 免震支承の条件
 b1. 設計変位に対する等価剛性は、設計変位の20%の柔位は、設計変位の50%以上である。
 b2. 免震装置の等価減衰定数は、0.1以下である。
 b3. 免震装置の荷重-変位関係は、荷重比率や鉛直荷重、2方向荷重の影響を受けない。
 b4. 免震装置の復元力は、免震装置が支持する重量の2.5%以上である。

表 2.2.21 免震装置

	道路橋示方書V耐震設計編	AASHTO	EUROCODE 8	NEW ZEALAND
免震装置の種類	<p>設計の対象とする免震支承は、実際に使用実績の増えきた以下の免震支承としている。</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 鉛ブラグ入り積層ゴム支承 (LRB) ○ 高減衰積層ゴム支承 (HDR) 	<p>基準・指針類に記載されている免震装置の種類を以下に記述する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 鉛ブラグ入り積層ゴム支承 (LRB) ○ 高減衰積層ゴム支承 (HDR) ○ Friction Pendulum System® ○ Eradique® ○ 粘性減衰装置 <p>免震装置の構造に関する記述がないため、3番目、4番目の装置の詳細については不明だが、摩擦による減衰を期待した装置である。</p>	<p>基準・指針類には、特に装置を特定する記述はなく、装置の機構について2種類を記述している。</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Normal タイプ ○ Special タイプ <p>normal タイプは反力分散支承(減衰の効果を期待しない)に、Special タイプは免震支承に、それぞれ相当している。</p>	<p>記述されている免震装置としては、以下のものがあるが、橋梁用の免震装置として最も多く使用されているのはLRBである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 鋼製ねじりダンパー ○ 鋼製曲げ棒ダンパー ○ 鋼製片持ち式曲げ板ダンパー ○ 鉛押し出し型ダンパー ○ 鋼製片持ち式曲げ棒ダンパー ○ 鉛ブラグ入り積層ゴム支承 (LRB)
特性評価・計算法	<p>(1)等価剛性</p> $K_B = \frac{F(u_{Be}) - F(-u_{Be})}{2u_{Be}}$ <p>(2)等価減衰定数</p> $h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W}$ <p>ここで、 u_{Be}: 免震装置の設計変位 $F(u)$: 免震支承に水平変位 u を与えるのに必要な水平力 W: 免震支承の弾性エネルギー ΔW: 免震支承が吸収するエネルギーの合計</p>	<p>(1)等価剛性</p> $k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{\Delta_p - \Delta_n}$ <p>(2)等価減衰定数</p> $\beta = \frac{1}{2\pi} \times \frac{\text{Total EDC Area}}{\sum (k_{eff} d_i^2)}$ <p>ここで、 Δ_p: 最大変位 Δ_n: 最小変位 F_p: 最大変位発生時の作用力 F_n: 最小変位発生時の作用力 Total EDC Area: ヒステリシスループの面積</p>	<p>(1)等価剛性</p> $k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n}$ <p>(2)等価減衰定数</p> $\xi_1 = \frac{1}{2\pi} \times \frac{\text{Total Area}}{k_{max} d_{Ed}^2}$ <p>ここで、 d_p: 最大変位 d_n: 最小変位 F_p: 最大変位発生時の作用力 F_n: 最小変位発生時の作用力 Total Area: ヒステリシスループの面積</p>	<p>LRBのバイリニアモデルのパラメータ</p> $\frac{k_d}{k_r} = 1 + 12 \frac{A_p}{A_r}$ $k_r = k_b \left(\frac{A_r}{A_g} \right)$ $k_u = 6.5k_d$ $Q_d = F_1 \left(1 - \frac{k_d}{k_u} \right)$ $= 0.85F_1$ $F_1 = f_{p0} A_p$ <p>ここで、 k_d: 免震装置の2次剛性 k_r: ゴムのせん断弾性係数 k_u: 免震装置の除荷剛性 A_p: 鉛ブラグの断面積 A_r: 鉛ブラグを控除したゴムの断面積 A_g: 鉛ブラグ込みのゴムの断面積 Q_d: 免震装置の降伏強度 F_p: 鉛の降伏応力</p>

表 2.2.22 遊間, せん断ひずみ

	AASHTO	EUROCODE 8	NEW ZEALAND								
<p>道路橋示方書 V 耐震設計編</p> <p>けた端部の遊間</p> $S_B = \begin{cases} u_B + L_A & \text{(けたと橋台間)} \\ c_B u_B + L_A & \text{(1つの橋脚上の2連のけた間)} \end{cases}$ <p>ここで、</p> <ul style="list-style-type: none"> S_B: けた端部の遊間の長さ u_B: 地震時保有水平耐力法に用いる免震支承の設計変位 L_A: 遊間の余裕量 c_B: 遊間量の固有周期差補正係数 <p>で、隣接する2連のけたの固有周期差 ΔT に基づいて下表の値とする。</p> <table border="1" data-bbox="628 1666 766 2024"> <tr> <td>固有周期差比 $\Delta T/T_1$</td> <td>c_B</td> </tr> <tr> <td>$0 \leq \Delta T/T_1 < 0.1$</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>$0.1 \leq \Delta T/T_1 < 0.8$</td> <td>$\sqrt{2}$</td> </tr> <tr> <td>$0.8 \leq \Delta T/T_1 \leq 1.0$</td> <td>1</td> </tr> </table>	固有周期差比 $\Delta T/T_1$	c_B	$0 \leq \Delta T/T_1 < 0.1$	1	$0.1 \leq \Delta T/T_1 < 0.8$	$\sqrt{2}$	$0.8 \leq \Delta T/T_1 \leq 1.0$	1	<p>水平2方向の遊間は、それぞれの方向に対して求めた最大の変位とする。また、遊間の下限値は以下の通りとする。</p> $\frac{8AS_i T_{eff}}{B} \text{ (inches)}$ $\frac{200AS_i T_{eff}}{B} \text{ (mm)}$ <p>1 inch (25mm)</p> <p>ここで、</p> <ul style="list-style-type: none"> A: 加速度係数 S_i: 建設地点係数 T_{eff}: 等価固有周期 B: 減衰に対する修正係数 	<p>以下の全設計に変位を満足する遊間を設ける。</p> $d_{Exd} = d_{Ex} + d_G + d_{Ts}$ <p>ここで、</p> <ul style="list-style-type: none"> d_{Exd}: 全設計変位 d_{Ex}: 地震時の変位 d_G: 永久荷重等による変位 d_{Ts}: 温度による変位 	<p>記述なし</p>
固有周期差比 $\Delta T/T_1$	c_B										
$0 \leq \Delta T/T_1 < 0.1$	1										
$0.1 \leq \Delta T/T_1 < 0.8$	$\sqrt{2}$										
$0.8 \leq \Delta T/T_1 \leq 1.0$	1										
<p>遊間</p>	<p>ゴム支承のせん断ひずみの制限値は以下の通り。</p> $\gamma_c = \gamma_{s,s} + \gamma_r \leq 2.5$ $\gamma_c + \gamma_{s,eq} + \gamma_r \leq 5.0$ $\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_r \leq 5.5$ <p>ここで、</p> <ul style="list-style-type: none"> γ_c: 圧縮によるせん断ひずみ $\gamma_{s,s}$: 地震以外の荷重によるせん断ひずみ $\gamma_{s,eq}$: 地震力によるせん断ひずみ $\gamma_{s,r}$: 回転によるせん断ひずみ 	<p>ゴム支承のせん断ひずみの制限値は以下の通り。</p> $\epsilon_{id} = \epsilon_c + \epsilon_s + \epsilon_a$ $\epsilon_{id} \leq 0.75\epsilon_{bu}$ $\epsilon_s \leq 2.0$ <p>ここで、</p> <ul style="list-style-type: none"> ϵ_c: 圧縮によるせん断ひずみ ϵ_s: 地震力によるせん断ひずみ ϵ_a: 回転によるせん断ひずみ ϵ_{bu}: 付録 J に示す試験を実施した支承 <p>=4: 一般のゴム支承</p>	<p>記述なし</p>								
<p>ゴム支承のせん断ひずみ</p>	<p>タイプ B の支承の場合、地震時保有水平耐力法レベルの地震力を支承の水平方向に作用させたときのせん断ひずみは 250% 以下、局部せん断ひずみはゴムの破断ひずみを安全率 1.2 で除した値以下とする。</p> $\gamma = \frac{u_B}{n} \sum_{i=1}^{ei} \epsilon_i$ <p>ここで、</p> <ul style="list-style-type: none"> γ: せん断ひずみ u_B: ゴム支承に生じる水平変位 t_{ei}: 第 i 層目のゴムの厚さ n: ゴム層数 	<p>記述なし</p>	<p>記述なし</p>								

2.2.8 落橋防止システム等

(1) 構成システム

落橋防止システムに関してはすべての基準類に記述がある。基準類の記述によれば、落橋防止システムの役割および設計思想は基本的に道路橋示方書のそれと同様であると思われる。表 2.2.23 と表 2.2.25 に、道路橋示方書耐震設計編、ATC-32、AASHTO、Eurocode8、Bridge Manual の落橋防止システムに関係する事項の比較を示している。すべての基準類において落橋防止システムを構成するものは、けたかかり長と落橋防止構造であることがわかる。ただし、ATC-32 においては、けたかかり長に関連する記述が見られなかった（ベースになっている Caltrans の橋梁設計基準においても記述が見られなかった¹⁰⁾）。道路橋示方書の変位制限構造、段差防止構造、ジョイントプロテクターといった付属的な落橋防止システムについては、海外の基準類の中には具体的な記述はないように思われた。

(2) けたかかり長

各基準類でけたかかり長の算出式はすべて異なっている。各基準類での特徴を以下に示す。AASHTO は、スパン長、斜角、橋脚高さに応じて必要けたかかり長を求める。この場合、耐震性能カテゴリー別に計算式が用意されている。Eurocode8 は、けたかかり長の基本値（最小 40cm）に道路橋示方書と同じように地盤変位分と橋脚の変位分を加えたものを最小けたかかり長としている。Bridge Manual は、落橋防止構造のタイプによってけたかかり長の計算式が異なっている。そのときけたかかり長は上部構造と下部構造との相対水平変位量に応じて計算される。

けたかかり長の単純な比較をする。前提として、支間長が 30m、橋脚高さ 10m の直橋を想定する。ただし、この前提条件は基本的に AASHTO に対してのものである。必要条件の設定が困難なため、道路橋示方書と Bridge Manual はけたかかり長の最小値とし、Eurocode8 はけたかかり長としての最小値が設けられていないため、ここでは比較対象からはずした。比較した結果を表 2.2.24 に示した。同表より、最小値規定である道路橋示方書と Bridge Manual で倍以上の違いが見られ、ニュージーランドのけたかかり長の要求値は小さなものとなっているように思われた。また、AASHTO のカテゴリー C,D のけたかかり長は道路橋示方書の最小値より大きく、実際に必要量を計算したとすれば概ね両者は同様なレベルにあるように思われた。

表 2.2.24 けたかかり長の比較

基準類名称	道路橋示方書 (最小値)	AASHTO (支間長 30m, 橋脚高さ 10m, 直橋)		Bridge Manual (最小値)		
		カテゴリー A,B	カテゴリー C,D	落橋防止構造が無し	移動制限装置	桁連結装置
けたかかり長	$S_{EM}=85\text{cm}$	N=64cm	N=97cm	A=40cm	A=30cm	A=20cm

表 2.2.23 落橋防止システム (1)

	<p>道路橋示方書 V耐震設計編 (1996年)</p> <p>けたかかり長 落橋防止構造 変位制限構造 段差防止構造 ジョイントプロテクター</p>	<p>ATC-32</p> <p>落橋防止構造</p>	<p>AASHTO</p> <p>けたかかり長 落橋防止構造</p>	<p>EUROCODE8</p> <p>けたかかり長 落橋防止構造</p>	<p>Bridge Manual</p> <p>けたかかり長 落橋防止構造</p>																						
<p>落橋防止システムの構成</p>	<p>けたかかり長 S_E (cm) は上下部構造の相対変位と地盤の相対変位の合算値として与えられる。 $S_E = U_R + U_G \geq S_{EM}$ $S_{EM} = 70 + 0.5I$ $U_G = 100 \epsilon_G L$ ここに、 U_R: 保耐法等価水平震度相当の慣性力により生じる上・下部構造の相対変位 (cm) U_G: 地震時の地盤ひずみによって生じる地盤の相対変位 (cm) S_{EM}: けたかかり長の最小値 (cm) ϵ_G: 地震時地盤ひずみ I 種地盤=0.0015 II 種地盤=0.00375 III 種地盤=0.005 L: けたかかり長に影響を及ぼす下部構造間の距離 (cm) I: 支間長 (m)</p>	<p>けたかかり長については、耐震性能カテゴリーに応じて、スパン長、斜角と橋脚高さの関数として定式化されている。 カテゴリー A, B (単位は mm) $N = (203 + 1.67L + 6.66H) \cdot (1 + 0.000125S^2)$ カテゴリー C, D (単位は mm) $M = (305 + 2.5L + 10H) \cdot (1 + 0.000125S^2)$ ここに、 L: スパン長 S: 橋軸直角方向からの斜角 (度) H: 橋脚高さ (m)</p>	<p>簡便な方法として、最小けたかかり長 l_{ov} の算出式が示されている。 $l_{ov} = l_m + deg + des$ $deg = LVg / Cp \leq 2dg$ ここに、 l_m: 鉛直荷重を安全に支持し下部構造に伝えるための最小かかり長 (40cm 以上とする) deg: 地震時地盤変位のずれによる 2 つの部分の有効変位 dg: 設計最大地盤変位 Vg: 設計地盤加速度 ag から推定される最大地盤速度 Cp: 地盤中の圧縮波伝播速度 L: 桁の有効長さ des: 構造物の変形による橋脚等の有効地震時変位</p> <table border="1" data-bbox="1047 582 1293 1097"> <thead> <tr> <th>地盤クラス</th> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>vg/ag (sec)</td> <td>0.09</td> <td>0.135</td> <td>0.16</td> </tr> <tr> <td>dg/ag (sec²)</td> <td>0.06</td> <td>0.09</td> <td>0.108</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" data-bbox="1155 582 1293 1097"> <thead> <tr> <th>地盤タイプ</th> <th>cp (m/sec)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>岩盤</td> <td>1000</td> </tr> <tr> <td>砂レキ・十分固められた粘土</td> <td>500</td> </tr> <tr> <td>中程度に密な砂</td> <td>300</td> </tr> <tr> <td>中程度に柔らかい粘土</td> <td>150</td> </tr> </tbody> </table>	地盤クラス	A	B	C	vg/ag (sec)	0.09	0.135	0.16	dg/ag (sec ²)	0.06	0.09	0.108	地盤タイプ	cp (m/sec)	岩盤	1000	砂レキ・十分固められた粘土	500	中程度に密な砂	300	中程度に柔らかい粘土	150	<p>けたかかり長 l_{ov} の算出式が示されている。 $deg = LVg / Cp \leq 2dg$ ここに、 l_m: 鉛直荷重を安全に支持し下部構造に伝えるための最小かかり長 (40cm 以上とする) deg: 地震時地盤変位のずれによる 2 つの部分の有効変位 dg: 設計最大地盤変位 Vg: 設計地盤加速度 ag から推定される最大地盤速度 Cp: 地盤中の圧縮波伝播速度 L: 桁の有効長さ des: 構造物の変形による橋脚等の有効地震時変位</p>	<p>落橋防止構造に依じて、けたかかり長 A (mm) が規定されている。 ① 落橋防止構造がない場合 (必要ない場合ではない) $A = 2.0E + 100mm$ (最小値 400mm) ここに、 E: 上下部構造の相対水平変位 (mm) ② 移動制限装置の場合 $A = 1.5E' + 100mm$ (最小値 300mm) ここに、 E': 等価相対変位で、これは移動制限装置が機能するまでの変位量に当たる ($E' \geq E$) ③ 桁連結装置 $A = 200mm$ この場合の桁連結は桁骨に相対変位が生じないように完全結合されているものと思われる。</p>
地盤クラス	A	B	C																								
vg/ag (sec)	0.09	0.135	0.16																								
dg/ag (sec ²)	0.06	0.09	0.108																								
地盤タイプ	cp (m/sec)																										
岩盤	1000																										
砂レキ・十分固められた粘土	500																										
中程度に密な砂	300																										
中程度に柔らかい粘土	150																										

(3) 落橋防止構造

表 2.2.25 の比較表に示されるように、落橋防止構造としては、基本的に移動制限装置（せん断キー等の突起構造）や桁連結装置が用いられていることがわかる。また、海外の基準類では鉛直方向の地震荷重に対して落橋防止装置（Hold-down devices）を備え付けるよう規定（鉛直地震力が死荷重反力の 50%を越える場合）されており、道路橋示方書との比較において特徴的なところである。

落橋防止構造の設計耐力について比較してみる。道路橋示方書では死荷重反力の 1.5 倍以上、すなわち 1.5G が最低限要求されている。これに対して海外の基準類は、概ね設計地震力程度、すなわち海外における現実的地震力を考慮すると 1G より小さな耐力が要求されているものと思われる。海外ではそもそも設計地震力が道路橋示方書より小さいこともあるが、基本的にそれほど大きな強度を落橋防止構造に持たせていないようである。

ちなみに、Eurocode8 と Bridge Manual では、けたかかり長が確保されている場合は橋台部での落橋防止構造を設ける必要がないとしている。

(4) 橋梁に発生する地震時水平変位の計算方法

桁端部での遊間量の設定や伸縮装置の設計のために、橋梁に発生する地震時水平変位が必要となる。表 2.2.26 に海外の基準類における水平変位の計算式の比較を示した。海外の基準類では、通常的设计計算において簡便な 1 質点モデルに置き換えた方法がとられるが、それ以外に必要に応じて多質点モデルによる動的解析を行うことになっている。特に非線形解析を実施するのであれば、橋梁の水平変位量は直接的に解析の結果より得られることになる。表 2.2.26 は弾性（ないしは線形）応答値をベースとして求められる橋梁の地震時水平変位計算式である。同表より、ATC-32 と EC8 との計算式が類似していることがわかる。すなわち、どちらも弾性応答変位に係数（ATC-32 では荷重低減係数、EC8 では挙動係数）を乗じて地震時の設計変位を求めている。また、Bridge Manual の水平変位計算式は、形の上では先の 2 つの基準類の変位計算式と異なっているものの、降伏変位に設計で想定する変位じん性率 μ を乗じるというものであり、ATC-32 と EC8 の求め方は基本的に Bridge Manual と同様な意味を持つものである（基本的に変位一定則の概念が適用されているものと思われる）。

表 2.2.25 落橋防止システム (2)

道路橋示方書 V耐震設計編 (1996年)	ATC-32	AASHTO	EUROCODE8	Bridge Manual
<p>落橋防止構造</p> <p>①上・下部連結構造 ②桁間連結構造 ③上・下部間突起構造</p> <p><設計耐力> 死荷重反力の1.5倍以上 が要求される。 <設計最大移動量></p> <p>$0.75S_E$ ここに、 S_E: けたかかり長 (cm)</p>	<p>①移動制限装置 移動制限装置の地震時設計荷重は等価静的解析による。</p> <p>②せん断キー せん断キー及び固定移動制限装置の地震時荷重は弾性動的解析によって決定する。</p> <p>③単純桁の移動制限装置 単純桁橋においては詳細な解析は省略してよい。ただし、支間と橋台を結合する装置は、等価静的解析によって設計しなければならない。橋軸直角方向に固定された単純桁橋では、橋軸直角方向の周期は0と仮定する。</p> <p>④鉛直方向移動制限装置 鉛直方向の地震力が死荷重反力の50%を超える全ての支点及び中間ヒンジ部に設置しなければならない。設計荷重は次の最小荷重以上としなければならない。</p> <p>(a) 死荷重反力の10%または (b) 純上揚力の1.2倍。</p>	<p>①桁連結装置 (Horizontal Linkage) カテゴリー C,D の橋梁で2連以上の場合に掛違部及びギルバーヒンジ部が必要。 設計荷重は2つの支点の小さい方の反力の加速度係数 (Acceleration Coefficient) 倍。 桁の移動量が設計移動量の範囲では連結装置は作動しないようにする。 橋脚上では桁端と橋脚天端を連結する。</p> <p>②Hold-Down 装置 地震時の鉛直反力の増加分が死荷重反力の50%を超える場合に設置する。</p>	<p>以下で構成される。</p> <p>①せん断キー ②緩衝装置 ③ダンパー ④連結装置 ⑤Holding down 装置</p> <p><設計荷重> 上・下部構造間の動的相互作用を考慮できる精度のよい解析がないため、落橋防止構造の設計は死荷重反力に設計水平震度を乗じた荷重に対して行う。 <その他> 通常は、適切な遊間を設けて設置される。</p> <p>※橋台での落橋防止構造は、けたかかり長を満足していない場合に必要となる。</p>	<p>①桁連結装置(Tight Linkage) 設計地震力以上の耐力を持たせるように設計される。</p> <p>②移動制限装置(Loose Linkage) 設計地震時変位分の遊間をとり、それ以上の変位が生じる場合にも落橋させないようにする。2次的落橋防止装置である。死荷重反力の20%に相当する荷重以上の耐力を持たせるように設計される。</p> <p>③Holding down 装置 鉛直反力が死荷重反力の50%より小さくなる全ての支点とヒンジ構造部で設置する。</p> <p>※橋台での落橋防止構造としては、必要けたかかり長を満たしていれば、橋台と桁を連結させる必要はない。</p>

表2.2.26 各基準による水平変位の比較

	ATC-32	AASHTO	EC8	NZ Bridge Manual
算出式	$\delta_E = R_d \delta_{ed}$ <p>ここに、 δ_Eは設計変位（地震時） R_dは弾性変位調整係数 $= (1-1/Z) \times T^*/T + 1/Z \geq 1$ Zは荷重低減係数（固有周期と構造部材に関連） T^*は地震動卓越周期補正係数 Tは構造物の固有周期 δ_{ed}は線形動的解析により求める構造物の応答変位</p>	<p>構造物の変位は、弾性ないし弾塑性解析により求める</p>	$d_E = \pm q d_{Ee}$ <p>ここに、 d_Eは設計変位（地震時） qは挙動係数 d_{Ee}は線形耐震計算（静的ないしは動的）により求める変位</p>	$\Delta = \mu C_\mu g Z R S_p T^2 / (4 \pi^2)$ <p>ここに、 μは変位じん性率 C_μは基本加速度係数（固有周期とμに関連） gは重力加速度9.81m/s² Zは地域別係数（0.6~1.2） Rは重要度係数（1.0~1.3） S_pは構造挙動係数（0.67~0.90） Tは固有周期（秒）</p>

2.3 ニュージーランド基準による橋梁耐震設計例

(1) 概要

前節では、道示との対比という視点から海外の基準類の特徴を整理した。耐震設計の考え方は、それらの基準類からある程度は把握することができるものの、具体的な設計として構造諸元がどのように決定していくのか、また設計のポイントはどのようなところにあるのかがもうひとつ理解しづらかった。そこで、海外の実務設計者にその国の耐震設計基準類に従った橋脚の試設計をお願いした。この試設計結果の流れを追うことで、基準類から見えてくる耐震設計の基本的な考え方に加えて、より具体的な設計の流れや計算方法を理解することができ、さらに日本の耐震設計計算との違いを把握するのに役立つ。今回はとりあえず、ニュージーランドの耐震設計を対象としてひとつの橋脚を例にとり、具体的な設計計算をニュージーランドを代表する建設コンサルタント”Opus International Consultants Limited”の設計主任 Kirkcaldie 氏に依頼した。

設計にあたっては、ニュージーランドの橋梁設計において実務上一般に適用される Bridge Manual (Transit New Zealand : ニュージーランドの道路協会のようなものと思われる)と、鉄筋コンクリート構造物に対する設計基準となる NZS3101 (NZ Standard)の両方が用いられている。前者は、橋梁に対する耐震設計に関して基本方針、耐震的構造の選定、設計荷重、基本的な計算方法などについて規定しており、後者は鉄筋コンクリート構造に関して材料強度、断面二次モーメント、剛性評価方法、保有性能(曲げ耐力、せん断耐力)の算出方法、配筋量、定着構造などに対しての細かい規定が示されている。

(2) 設計条件

以下を基本条件として設定した。

<形式・規模等>

- ①円形単柱鉄筋コンクリート橋脚
- ②橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの距離：12m
- ③脚柱高さ：10m
- ④ただし、橋梁の上部構造については限定しない
- ⑤地盤：硬(直接基礎形式を想定)

<荷重・材料等>

- ①上部構造重量：9800kN(1000tf→Park 教授の論文¹¹⁾にあるピルツ橋の上部構造重量)
- ②コンクリート設計基準強度：26.5MPa(270kgf/cm²)
- ③鉄筋強度：345Mpa(SD345)
- ④コンクリートヤング係数：26,000MPa(2.65×10⁵kgf/cm²)
- ⑤鉄筋ヤング係数：205,800MPa(2.1×10⁶kgf/cm²)
- ⑥鉄筋コンクリートの単位体積重量：25.5kN/m³(2.5tf/m³)

上記の提示した設計基本条件に加えて、ニュージーランドの設計を行う上で必要となる

いくつかの設定・仮定条件が Opus により付与された。以下に示す。

- ①橋梁構造としてピルツ橋を想定する：Park 教授の論文¹¹⁾にある構造をイメージ
- ②全幅員：20.25m (Bridge Manual による)
- ③壁高欄幅：0.35m
- ④有効幅員：19.55m
- ⑤車線数：5 (Bridge Manual による)
- ⑥車線幅：3.91m
- ⑦フーチング上端位置：地表面より 2m の深さ (Bridge Manual による)
- ⑧上部構造慣性力：橋軸方向および橋軸直角方向とも同じとする
- ⑨動的解析の適用：橋軸方向、橋軸直角方向ともに上部構造の回転慣性力の橋脚に及ぼす影響が大きいと考えられるため、動的解析（モード解析法）によりその影響を考慮する
- ⑩設計耐用年数：100 年 (Bridge Manual による)
- ⑪コンクリートかぶり：50mm (NZS3101 による)
- ⑫橋脚柱径の初期設定：2.2m (Opus の設計実績にもとづく初期設定値)

(3) 設計計算の流れおよびポイント

章末に付した本試設計の計算書より、設計計算は図 2.3.1 に示すような流れになっているものと思われた。以下に各計算段階におけるポイントを示す。

I. 基本設計条件の整理・設定

上記(2)に示した、与条件の整理と今回の試設計にニュージーランドの設計基準を適用する上での必要な仮定条件等を設定を行っている。

II. 活荷重に対する要求性能の算出

a) 留意すべき前提条件

今回の試設計の目的は、ニュージーランドの耐震設計をより具体的に理解するというものであった。しかしながら、今回提示した橋梁構造としてピルツ形式を想定するという設計者の考えがあり、幅広い幅員構成を有する橋梁においては、活荷重の偏心載荷状態が本橋梁にとって最もクリティカルとなる判断が下された。したがって、通常の場合であれば地震荷重が支配要因となるものが、今回の例においては偏心活荷重に対して橋脚寸法や強度（性能）を基本的に設定するという設計の考え方となっている。つまり、地震荷重が支配的となれば塑性ヒンジ部にねばり（じん性効果の発揮：地震エネルギーの低減）を期待するような設計を行うことができるが、常時荷重が支配的となるため橋脚のねばりをあまり積極的に期待するような設計ができないということになる。地震荷重より常時荷重が支配的となることは、日本の場合にも当然ありえることではある。しかし、今回の試設計例にある橋梁（ピルツ形式）の上部構造幅員に対してであれば、おそらく地震荷重が常時荷重より橋脚寸法や強度の決定に対して支配的になるものと考えられ、ニュージーランドとの違いがあるように思われる。

b) 偏心活荷重モーメントの算出

上記の理由により、各車線上の設計活荷重から生じる偏心モーメントによって橋脚の最小モーメント性能（要求性能）を決定する。

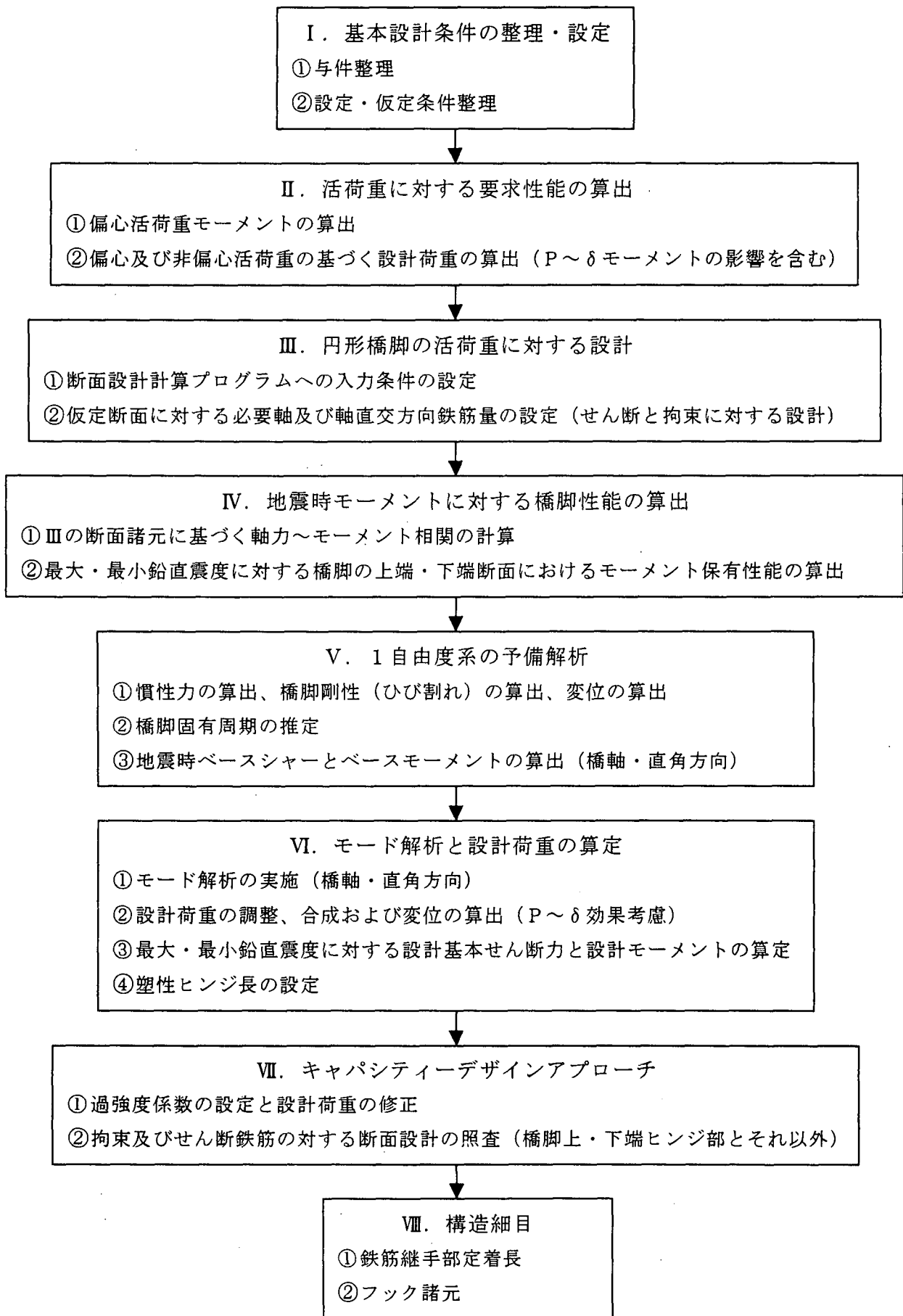


図 2.3.1 ニュージーランドの設計基準に基づく橋脚試設計の流れ

c) 偏心及び非偏心活荷重に基づく設計荷重の算出

偏心活荷重及び非偏心活荷重により橋脚に生じる軸力にもとづいた $P \sim \delta$ 効果を考慮した橋脚に対するモーメントと、b)でのモーメントを加えた設計モーメントを算出する（常時荷重に対して要求される最小モーメント性能）。 $P \sim \delta$ モーメントは偏心活荷重により発生する水平変位に対して求められる。この水平変位は、橋脚の剛性を評価し片持ちばりの変形量として求められる。橋脚の断面 2 次モーメント I は有効値 I_e として総断面 2 次モーメント I_g を低減して設定される。NZS3101 には橋脚柱の総断面 2 次モーメント I_g の低減率を、作用している軸力が $N^*/f_c'Ag > 0.5$ に対しては 0.8、 $N^*/f_c'Ag = 0.2$ に対しては 0.6、 $N^*/f_c'Ag = -0.05$ に対しては 0.4 とする記述があり、作用軸力がこれらの間にある場合は比例計算にもとづき算出することとしている。

III. 円形橋脚の活荷重に対する設計

NZS3101 およびニュージーランドセメント・コンクリート工学会による鉄筋コンクリート設計ハンドブック(NZRC DH)を参考とする。

a) 断面設計計算プログラムへの入力条件の設定

計算プログラム（一般的に普及しているものと思われる）を用いて、断面の曲げ（モーメント）に対する必要鉄筋量と中立軸位置を決定する。決定して鉄筋量をもとに適切な鉄筋径と本数を選択する。計算に必要な条件は、設計軸力・モーメント・せん断力、柱直径（初期仮定値）、鉄筋かぶり、仮定主鉄筋径・帯鉄筋径、強度低減係数(Strength Reduction Factor)、コンクリート及び鉄筋の強度である。

b) 仮定断面に対する必要軸方向及び軸直交方向鉄筋量（鉄筋径と本数）の設定（せん断と拘束に対する設計）

前記 a)の計算結果にもとづき、本橋脚にとってクリティカルとなる常時活荷重に対する配筋を決定する。この時、設計曲げモーメントと設計せん断力には、それぞれ強度低減係数 0.85 を考慮している。また、曲げに対する鉄筋（軸方向主鉄筋）の設計として、最小鉄筋比(0.008)、最大鉄筋比 (0.052)、最大継手鉄筋比 (0.07) をそれぞれ満足させるように NZS3101 に規定されている。

なお、せん断補強鉄筋量を決めるにあたっては、断面に作用するせん断力 v_n （この場合は要求される性能に等価）からコンクリートが負担するせん断耐力 v_c を引いたせん断耐力の不足量($v_n - v_c$)を、鉄筋が負担するとして必要量を求めることとなっている。

IV. 地震時モーメントに対する橋脚性能の算出

a) IIIの断面諸元に基づく軸力～モーメント相関の計算

計算プログラム（一般的に普及しているものと思われる）を用いて、常時活荷重において決定した橋脚断面諸元に対して軸力～曲げモーメントの相関図を求める。この時の強度低減係数は基本値となるように 1.0 としている。

b) 最大・最小鉛直震度に対する橋脚の上端・下端断面におけるモーメント保有性能の算出

Bridge Manual に規定される設計荷重の組合せに従い、鉛直方向の地震力の影響を考慮する。具体的には上部構造重量に対して鉛直荷重係数 0.8 を乗じた場合（上向き震度 0.2 に相当）と、鉛直荷重係数 1.3 を乗じた場合（下向き震度 0.3 に相当）の両方を考え、どちらかきびしい条件に対して設計することとなっている。

橋脚に作用する軸力が最大となる時（鉛直荷重係数 1.3）、橋脚のモーメント性能は最大となり、これに対応するせん断力も最大となる。一方、橋脚に作用する軸力が最小となる時（鉛直荷重係数 0.8）、モーメント性能は最小となるため橋脚に設計地震荷重を作用させた時の所要じん性は最大となる。このような軸力の最大作用時、最小作用時に対して、橋脚の基部および橋脚の天端におけるモーメント性能をそれぞれ算出する。このモーメント性能を算出する時の強度低減係数は 0.85 としている。

V. 1 自由度系の予備解析

地震時の橋脚に発生するベースシャーとベースモーメント（ベースシャーに上部構造慣性力作用高さを乗じたもの）の算定は、一般的には 1 自由度振動系を仮定した片持ちばりとしての固有周期における設計スペクトルにもとづく方法がとられる。すなわち、下記の式を適用する。この時考慮する慣性力は、上部構造重量に橋脚重量の半分を加えたものである。

$$V = C_{\mu} Z R S_p W_d \quad (\geq 0.05W_d) \dots\dots\dots (2.3.1)$$

ここに、 C_{μ} は基本設計地震係数（固有周期とじん性に応じる）、 Z は地域別係数、 R は重要度係数、 S_p は構造性能係数、 W_d は上部構造重と橋脚重量の半分。

図 2.3.2 に本試設計で用いた基本設計地震係数を示す。

なお、上記の式において $\mu = 2.65$ としているが、この値は活荷重に対する設計で要求されるモーメント性能に等価となる地震時発生モーメントを与える所要固有周期に対応する基本設計地震係数 C_{μ} から求められるものである。すなわち、地震荷重が支配的となる通常の場合では、 μ を 4 ないしはそれ以上とすることが耐震設計においては合理的となるが、今回の試設計では活荷重が設計上クリティカルとなるため、 μ の値を大きくとることができないことが設計の基本前提条件となっている。

今回の試設計のように上部構造の回転慣性の影響が大きい場合は、1 自由度振動系としての近似が精度として不十分であるため、次に示すような動的解析を適用して地震時の橋脚ベースシャーとベースモーメントを求めることとしている。

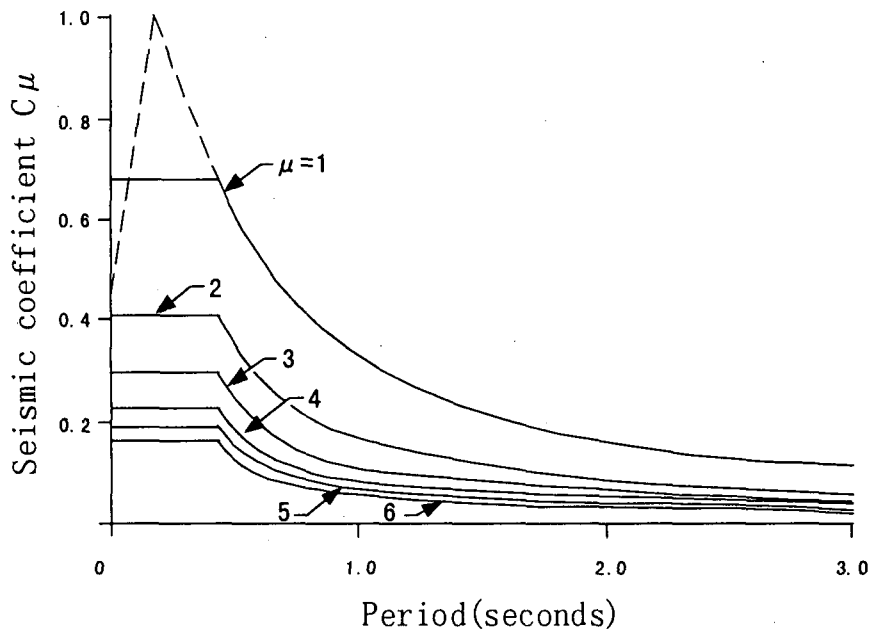
VI. モード解析と設計荷重の算定

a) モード解析の実施（橋軸・直角方向）

一般的に用いられている動的解析プログラムを適用しているようである。解析モデルを図 2.3.3 に、解析結果として固有振動モードを図 2.3.4 にそれぞれ示す。モード解析に用いる設計地震スペクトルは、図 2.3.2 に示した基本設計地震係数 C_{μ} の $\mu = 1$ （弾性応答）の値に重力加速度、地域係数 Z 、重要度係数 R および構造性能係数 S_p を乗じて求められる。

b) 設計荷重の調整、合成および変位の算出（ $P \sim \delta$ 効果考慮）

上記の a) で動的解析により得られた断面力は、さらに設計スペクトルスケール係数 S_m を乗じることにより、実際の設計に用いる荷重（モーメント、せん断力）や変位に調整される。この時、先の 1 自由度系の予備解析で説明したように、動的解析による地震時ベースモーメントは、偏心活荷重ベースモーメント（要求モーメント性能）と一致するように S_m による調整を繰り返す（動的解析による基本断面力を用いて適



Period, Tseconds	Structural ductility factor, μ						
	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	
0	0.40	0.68	0.41	0.3	0.23	0.19	0.16
0.2	1.00	0.41	0.3	0.23	0.19	0.16	
0.45	0.68	0.41	0.3	0.23	0.19	0.16	
0.5	0.63	0.37	0.26	0.20	0.16	0.14	
0.6	0.55	0.30	0.20	0.15	0.13	0.10	
0.7	0.48	0.24	0.16	0.12	0.10	0.082	
0.8	0.42	0.21	0.14	0.11	0.084	0.071	
0.9	0.37	0.19	0.12	0.093	0.074	0.063	
1.0	0.33	0.17	0.11	0.083	0.066	0.056	
1.5	0.23	0.12	0.076	0.058	0.046	0.039	
2.0	0.17	0.085	0.056	0.043	0.034	0.029	
2.5	0.13	0.065	0.043	0.033	0.026	0.022	
3.0	0.11	0.055	0.036	0.028	0.022	0.019	

图 2.3.2 基本設計地震係数 $C\mu$ (軟質地盤)

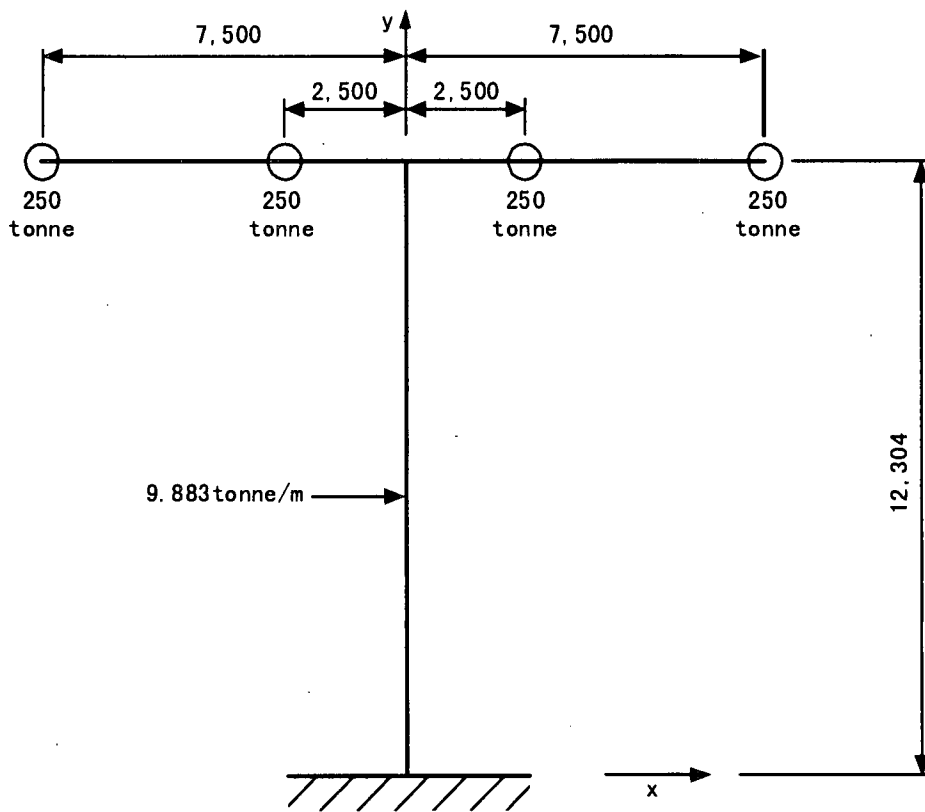


図 2.3.3.(a) 橋軸直角方向 動的解析モデル

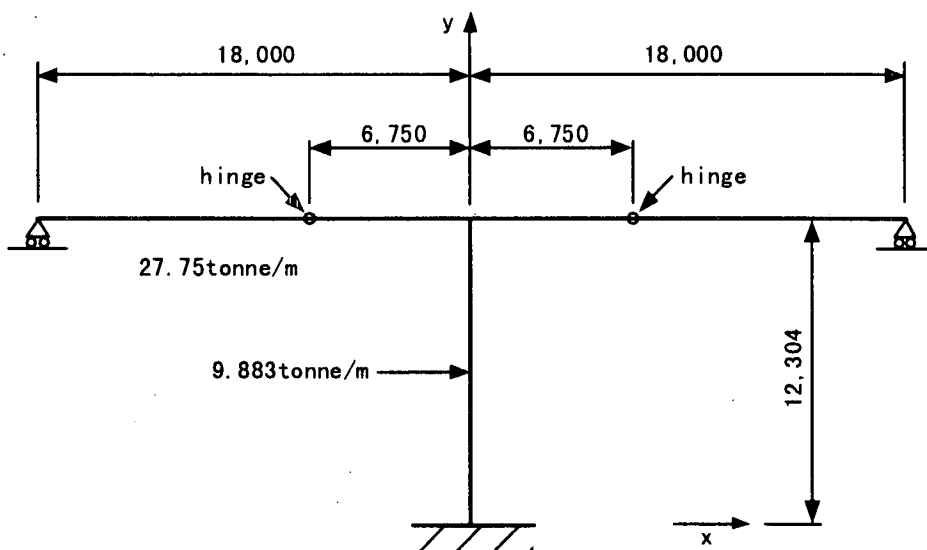
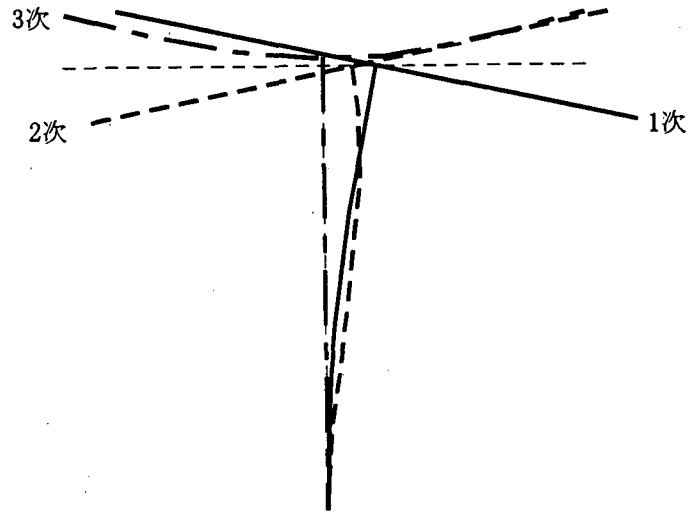


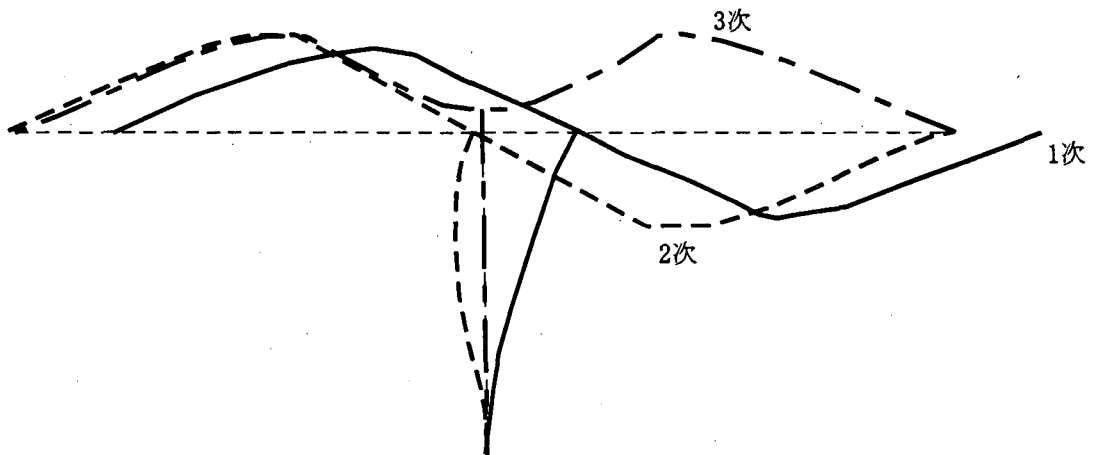
図 2.3.3.(b) 橋軸方向 動的解析モデル



固有振動モード (主要モードのみ)

- 1次 1.56秒 (0.64Hz)
- 2次 0.42秒 (2.37Hz)
- · - · 3次 0.15秒 (6.50Hz)

図2.3.4 (a) 橋軸直角方向固有振動モード (1次~3次モード)



固有振動モード (主要モードのみ)

- 1次 1.33秒 (0.75Hz)
- 2次 0.24秒 (4.11Hz)
- · - · 3次 0.07秒 (13.58Hz)

図2.3.4 (b) 橋軸方向固有振動モード (1次~3次モード)

切な S_m 値を求める)。この過程において、適切なダクティリティーファクター μ の値が求まる。なお、この S_m には S_{m1} と S_{m2} があり、どちらか大きい方を用いることとなっている。 S_{m1} は表 2.3.1 のような固有周期と μ に応じてテーブルで与えられている。同表で周期 0.7 秒以上は変位一定則に従っているため、係数の値が $1/\mu$ の一定値となる。この S_{m1} は線形応答から非線形応答を推定するための係数を意味しているように思われる。一方、 S_{m2} は、式 (2.3.1) による非線形静的応答 V とモード解析による $\mu=1$ に対応する線形動的応答 $V(\text{base1})$ との比率として以下のように与えられる。

$$S_{m2}=V/V(\text{base1}) \dots\dots\dots (2.3.2)$$

上記の荷重の修正を橋軸方向と橋軸直角方向のそれぞれについて行う。ニュージーランドの橋梁の耐震設計においては、直交する水平荷重を以下のような方法で合成することとなっている。

- ① 100%橋軸方向荷重と 30%橋軸直角方向荷重の 2 乗和平方根
- ② 30%橋軸方向荷重と 100%橋軸直角方向荷重の 2 乗和平方根

この時それぞれの方向に $P \sim \delta$ 効果分を考慮する。

c) 最大・最小鉛直震度に対する設計基本せん断力と設計モーメントの算定

上記 b)における橋脚上・下端での地震時モーメントは、偏心活荷重に対するモーメント性能（要求モーメント性能）の値とほぼ一致するように設定される。つまりそのような μ および S_m の値が求められたことになる。したがって、最大軸力（鉛直荷重係数 1.3：せん断力の上限值）と最小軸力（鉛直荷重係数 0.8：せん断力の下限值）に対する橋脚柱上・下端での設計モーメントは前記IVにおいて算出されたものとなる。一方設計基本せん断力は、この橋脚柱上・下端での設計モーメントを加えて柱高さで除したものとなる。

d) 塑性ヒンジ長の設定

ここで言う塑性ヒンジ長は、塑性化する領域を示しているものと思われる。ニュージーランドの基準(NZS3101)においては、作用軸力の大きさに応じて塑性ヒンジ長が決められている。本試設計では、橋脚長さの 20%にあたる範囲が塑性ヒンジ長となる。

VII. キャパシティーデザインアプローチ

a) 過強度係数の設定と設計荷重の修正

キャパシティーデザインにおいて過強度係数(Overstrength Factor)は重要な役割を持つ。この過強度係数は、鉄筋の過強度分 25%、コンクリートの強度増加分 10%などを考慮し、この強度増加分をさらに曲げに対する強度低減係数 0.85 で除して求められる。一般的にこの過強度係数の値は 1.65 とされる。

これにより設計荷重として、設計せん断力は前記VIの設計基本せん断力に過強度係数 1.65 を乗じて得られ、設計モーメントおよび設計軸力は前記VIで求められたものがそれぞれ用いられる。このように設計せん断力に過強度係数 1.65 を乗じるのは、ニュージーランドの耐震設計において、せん断破壊は設計対象ではなく（せん断破壊を許容した設計はない）、間違いなく曲げ破壊となるようにしかも想定する設計地震荷重を

超える地震力が作用したとしても、十分な変形性能によりねばり強い挙動をする、といった設計思想が貫かれていることによるものである。つまり、保有すべきせん断耐力についてはできるだけ材料等の強度増加（過強度）を見込むこととし、その一方で曲げ耐力については強度低減を考慮してせん断耐力との相対差をより大きなものとして、確実に曲げ破壊挙動となるような設計をしているということになる。

b) 拘束及びせん断鉄筋の対する断面設計の照査（橋脚上・下端ヒンジ部とそれ以外）

上記 a)において橋脚の上・下端の塑性ヒンジ部に作用する設計荷重（せん断力、モーメント、軸力）がそれぞれ求められた。これらの設計荷重にもとづき、橋脚柱下端塑性ヒンジ部、橋脚柱上端塑性ヒンジ部および塑性ヒンジ間の橋脚一般部における横拘束鉄筋量（径と本数）やせん断補強鉄筋量（径と本数）をそれぞれ設計する。この時、橋脚一般部の設計にあたっては、せん断力の上限值（鉛直荷重係数 1.3）が作用する状態の拘束鉄筋に対しては橋脚柱下端での軸力値を、せん断補強鉄筋に対しては橋脚柱上端での軸力を用いる。また、せん断力の下限值（鉛直荷重係数 0.8）が作用する状態では橋脚柱下端での軸力値が設計に用いられる。

VIII. 構造細目

NZS3101 に構造細目として、鉄筋継手部定着長やフック諸元が細かく規定されている。

(4) 設計結果

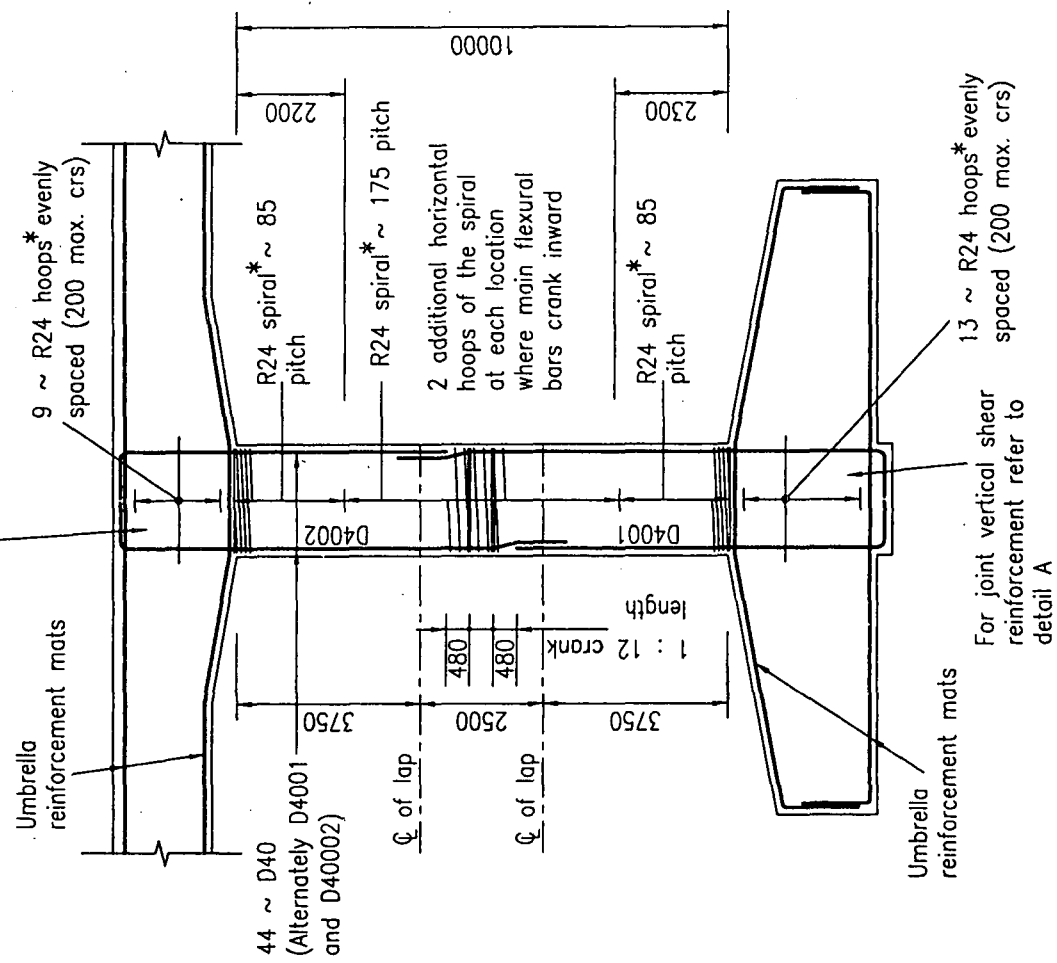
本試設計結果として設計された橋脚の構造図面を図 2.3.5～図 2.3.7 に示す。最終的な橋脚の構造諸元は以下となった。

- ①柱直径：2.2m
- ②主鉄筋：D40 44本
- ③橋脚下端塑性ヒンジ長：2.3m
- ④橋脚上端塑性ヒンジ長：2.2m
- ⑤橋脚下端塑性ヒンジ部帯鉄筋：丸鋼スパイラル筋φ24 高さ方向配置間隔 85mm
- ⑥橋脚上端塑性ヒンジ部帯鉄筋：丸鋼スパイラル筋φ24 高さ方向配置間隔 85mm
- ⑦橋脚一般部帯鉄筋：丸鋼スパイラル筋φ24 高さ方向配置間隔 175mm（活荷重に対する要求よりも厳しい）
- ⑧軸方向鉄筋比：1.5%
- ⑨橋脚下端塑性ヒンジ部帯鉄筋比：1.04%
- ⑩橋脚上端塑性ヒンジ部帯鉄筋比：1.05%
- ⑪橋脚一般部帯鉄筋比：0.99%

図 2.3.5 の橋脚配筋図を見ると、拘束筋としてスパイラル筋が用いられていることや、フーチング下端部で橋脚の軸方向主鉄筋が内側に向き合っていることが特徴的である。また、上記の鉄筋比は、一般に日本の道路橋でみられるものと同様なレベルである。

* All spirals and circular hoops to be welded to provide full strength of the bar (either butt or flare welds)

For joint vertical shear reinforcement refer to detail A



Umbrella reinforcement mats

44 ~ D40
(Alternately D4001 and D4002)

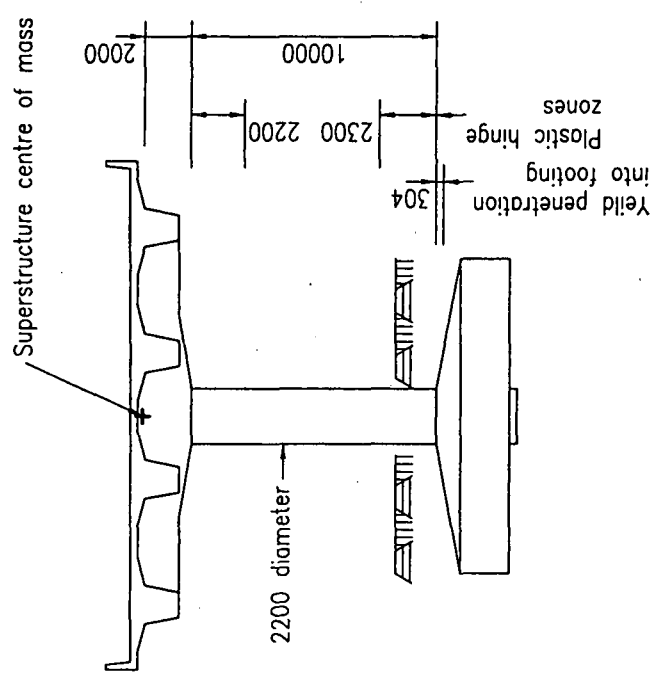
length
1 : 12 crank
480
480

3750
2500
3750

∅ of lap
∅ of lap

Umbrella reinforcement mats

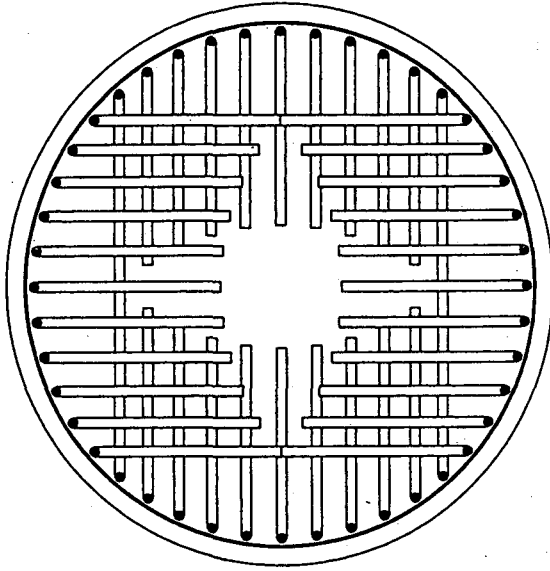
13 ~ R24 hoops* evenly spaced (200 max. crs)
For joint vertical shear reinforcement refer to detail A



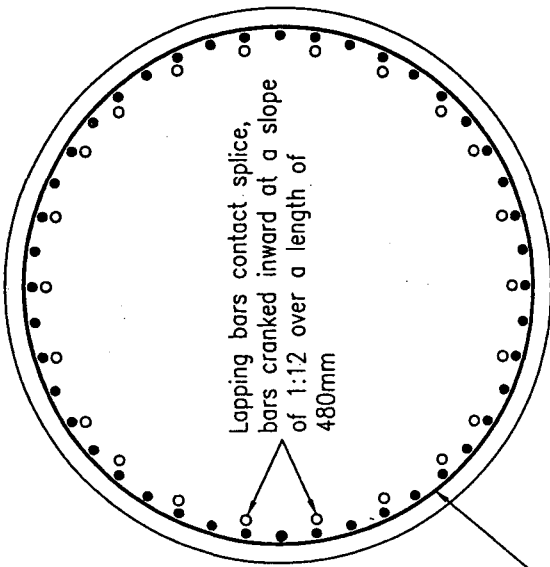
BRIDGE CROSS-SECTION

図 2.3.5 試設計結果 (1)

PIER REINFORCEMENT

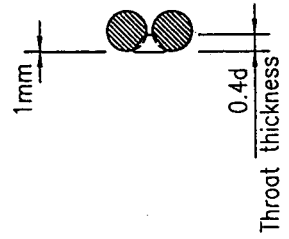
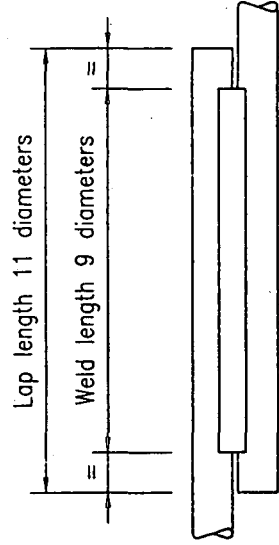


TERMINATION OF COLUMN REINFORCEMENT
AT PIER TOP AND BASE



At the level at which bars crank inwards, provide 2 additional turns of the spiral, orientated horizontally and bundled side by side.

PIER CROSS-SECTION AT A LEVEL
AT WHICH MAIN BARS LAP

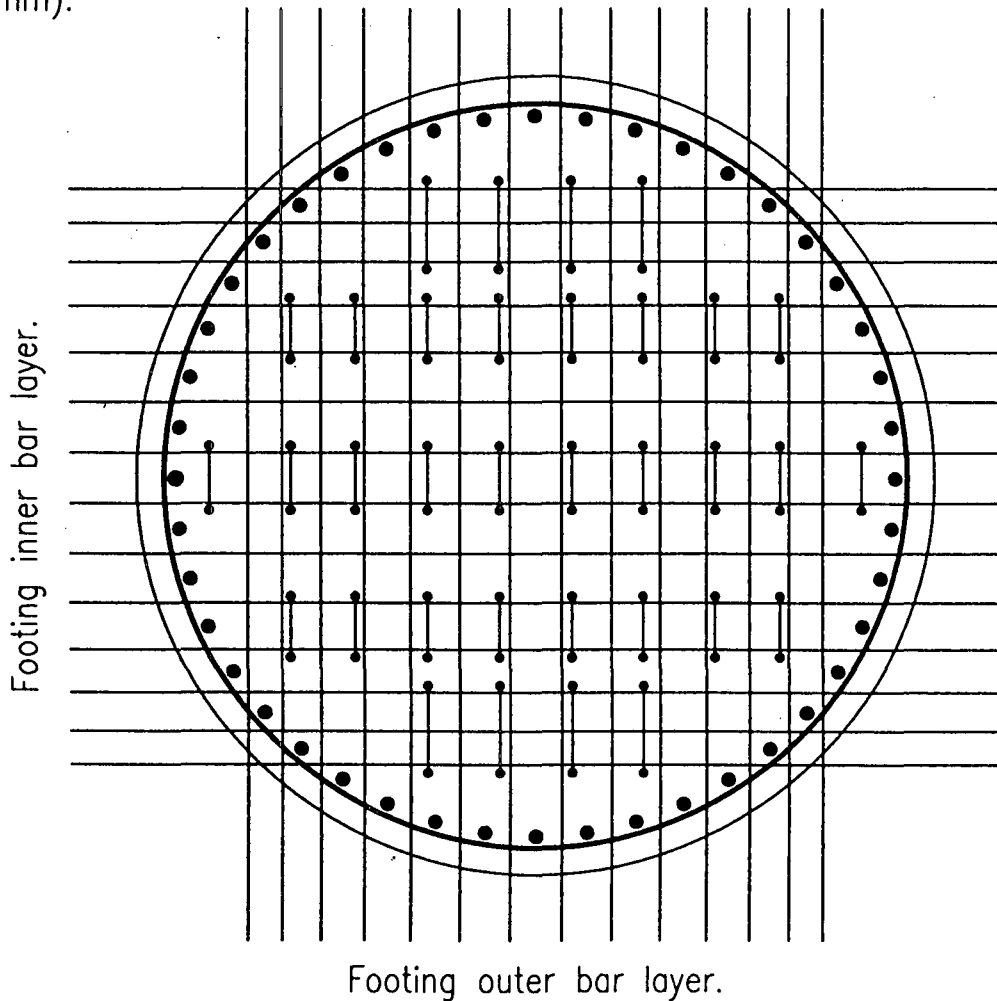


SINGLE LAP WELD OF HOOP AND SPIRAL REINFORCEMENT

图 2.3.6 試設計結果 (2)

Joint shear reinforcement : 34 – D16 closed hoops orientated vertically within the joint.

Perimeter circular hoops : 13 R24 closed hoops evenly spaced between the footing top and bottom mats of reinforcement (maximum spacing 200mm).



DETAIL A – COLUMN–FOOTING JOINT SHEAR REINFORCEMENT

COLUMN–UMBRELLA JOINT SHEAR REINFORCEMENT.

Vertical shear reinforcement as above for the column–footing.

Perimeter circular hoops : 9 – R24 closed hoops evenly spaced between the umbrella top and bottom mats of reinforcement (maximum spacing 200mm).

図 2.3.7 試設計結果 (3)



2.4 海外の耐震設計から見た道路橋示方書の耐震設計

道路橋示方書と海外基準類の比較について示してきた。ここでは、前記した比較結果にもとづき海外の耐震設計から見た道路橋示方書の耐震設計の特徴について言及する。それぞれの海外基準の内容には異なる部分があるため、一概に海外基準としてひとまとめでした評価は困難である。したがって、以下ではそれぞれの海外基準で、ある程度共通な部分に着目し、海外基準類から得られる知見と、それらと道路橋示方書の耐震設計の関係や特徴的事項についてまとめている。

(1) 耐震設計の基本方針

耐震設計における目標性能においては、道路橋示方書も海外基準も概ね同様であると思われる。しかし、海外では耐震構造計画において、設計で想定する構造物の挙動として、塑性化の位置とその程度をあらかじめ明確にしておくということが特徴的である。さらに、地震荷重の低減係数（荷重低減係数：じん性率に対応）を、構造形式や構造部材に応じて決めたり、塑性ヒンジ位置やその場所へのアクセスの難易度に応じて決めるといった方法がとられている。これらは、設計をする上では簡便な方法であるが、じん性と構造物の変位量との関係には言及していないようであり、道路橋示方書のような荷重と変位の両方に配慮したものとは異なる。

(2) 設計地震力

地震力は、国・地域によって地震の発生メカニズムが異なることや、表層地盤の物性が異なるといったことから、道路橋示方書および各海外基準で相違がある。弾性設計地震力（設計水平震度および加速度応答スペクトル）の最大値としての比較をすると、地盤種別の違いによらず概してユーロコードが大きな値となっている。ただし、実際の設計でこのような地震力を適用しているとは考えづらく、現実に設計に用いている地震力としては、道路橋示方書が最大級のものであると思われる。非線形地震力（基本的に弾性地震力を荷重低減係数で低減したも）においても弾性地震力と概ね同様で、現実的な設計においては道路橋示方書が最大級となっている。

(3) 荷重低減係数

荷重低減係数は弾性地震力より非線形地震力を求めるためのものであり、道路橋示方書では許容塑性率 μ がそれに近いものとなる。ただし、道路橋示方書ではエネルギー一定則にもとづき地震力の低減がされているのに対して、海外基準では変位一定則を基本とした地震力の低減となっている。そのため、荷重低減係数の比較としては、道路橋示方書の許容塑性率を調整する必要がある。この比較によれば荷重低減係数の最大値は、ATC-32が4、AASHTOが5、Eurocode8が3.5、Bridge Manualが6となり、道路橋示方書については許容塑性率 $\mu = 6$ で荷重低減係数が3.3になる。逆に海外基準での荷重低減係数を道路橋示方書の μ に換算すると、ATC-32が8.5、AASHTOが13、Eurocode8が6.6、Bridge Manualが18.5となる。これらの数字によれば、道路橋示方書とATC-32およびEurocode8は概ね同じレベルであるが、AASHTOとBridge Manualはかなり大きな許容塑性率を与えることがわかる。一方、ATC-32とAASHTOでは荷重低減係数の値が1より小さく、

荷重を割り増すという考え方がとられている。この対象は脆性的破壊をする可能性のある構造（ATC-32）や、上部構造や橋台（AASHTO）となっている。

道路橋示方書による耐震設計において適用される許容塑性率は、地震力の低減係数として見た場合にどちらかといえば小さめなものとなっている。そのため、前記した設計地震力で道路橋示方書のレベルが最大級であることを勘案すると、海外基準との比較において道路橋示方書における耐震設計の難しさが見えてくる。

（４）残留変位と $P \sim \delta$ 効果

道路橋示方書にある残留変位の規定は海外基準類にはなく、海外基準類にある $P \sim \delta$ 効果の規定は道路橋示方書にはない。

道路橋示方書の残留変位の算出式は、残留変位補正係数 c_R が実質的には定数であり、最大応答塑性率のみが変数となっているため、最大応答変位の照査に等価なものとなっている。

海外基準類における $P \sim \delta$ 効果の設計への反映は、死荷重反力による付加曲げモーメントを考慮する程度の簡便なものである。 $P \sim \delta$ 効果は応答変位が大きくなれば、設計諸元に影響を及ぼすこととなるため、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法での終局変位のような大きな水平変位が発生する場合に考慮することが考えられる。

（５）設計計算法

道路橋示方書も海外基準類も基本としては、1自由度振動系とした静的計算法がとられており、複雑な挙動を呈する構造物に対しては動的解析を適用することとしている。動的解析については、海外基準に道路橋示方書ほどの方法や条件についての記述はなく、特に設計における非線形動的解析の適用・活用には消極的な記述も基準によっては見られる。おそらく、日本の耐震設計における非線形動的解析の急速な発展という現状とはかなり異なっているものと思われる。つまり、海外基準類では、道路橋示方書より割り切った考え方で設計計算を合理的に実施することができるところも見られるが、設計された構造物の機能評価（耐震性照査）についての精度はあまり要求していないように思われる。今後の世界的な性能設計への進展において、この方面の技術開発は重要であると思われ、日本の耐震設計技術の高さを示す特徴的な部分であろう。

（６）橋脚部材設計（鉄筋コンクリート構造）

海外基準類では道路橋示方書とは異なり、コンクリートの応力～ひずみ関係においてコアコンクリートの拘束効果が考慮されていない。コンクリートの拘束効果についての知見は海外において先行したものであるが、具体の設計基準にはそれが反映されていないようである。この理由としては、従来からの簡便な応力～ひずみ関係の算出方法が実務で標準化しているため、コンクリートの拘束効果を考慮した応力～ひずみ関係の計算が設計プロセスにおいて面倒となるといったことが考えられる。しかし、現象として明らかになっているコンクリートの拘束効果と、それにより期待される耐震性の向上を設計に精度よく取り入れるのが自然であり、道路橋示方書の特徴的な部分である。

一方、配筋等の構造細目については、海外基準類では軸方向主鉄筋の座屈防止をもっと

も重要な事項のひとつとしており、道路橋示方書の横方向鉄筋の橋脚断面内ピッチよりかなり小さいものが規定されているのが特徴的である。ただし、これについては、日本の道路橋の橋脚のように大断面が必要となるものに対しては、施工での煩雑作業が増加することとなり、必ずしも日本の構造物耐震設計になじまないかもしれない。

(7) 基礎設計（鉄筋コンクリート構造）

基礎設計計算モデルの考え方、照査方法、液状化の影響の設計への反映といった点において、道路橋示方書は海外基準類より緻密なものとなっている。取り扱う地盤に日本と海外の国の違いがあるため、単純には言い切れないが、道路橋示方書の基礎設計方法そのものの有する精度は海外とは比べものにならないレベルにあると思われる。今後の世界的な性能設計への進展において、この方面での技術開発は重要であると思われ、日本の耐震設計技術の高さを示す特徴的な部分であろう。

(8) 免震設計

免震設計の適用範囲において、海外基準類では道路橋示方書と異なり、軟弱地盤が含まれている。海外での軟弱地盤における免震効果の確認事例を調査し、その内容を十分吟味した結果によるが、かりに免震設計の適用範囲が広まることが可能であれば、橋梁の耐震性向上により貢献することになる。日本の耐震設計のレベルをより高める上では、ひとつの検討課題として考慮することが考えられる。

2.5 おわりに

耐震設計についてもそう遠くない時期に、グローバルスタンダード化がなされる可能性が高い。グローバルスタンダードへのスムーズな移行をする上では、日本の耐震設計と海外の耐震設計との違いがなんであるのか、また日本の耐震設計の特徴で海外にアピールできる点がなんであるのかを認識しておく必要がある。本章の内容はできるだけそのような視点に立ち、耐震設計において重要と思われた事項を中心に道路橋示方書をベースとした海外耐震設計基準類との比較を行ったものである。本章に示した内容が、日本の耐震設計のさらなる洗練化や合理化を現実なものとする上で役立つことを願うものである。

謝辞

本章に示した内容は、土木学会 地震工学委員会 地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会（小委員長：川島一彦東京工業大学教授）の中に設置された、「国内外の耐震設計基準による橋梁の比較設計検討分科会」における平成 10 年度後半から平成 11 年度前半における活動の一部を、とりまとめて報告させていただいたものである。ここに記して分科会メンバーのみなさん（栗根 聡氏：新構造技術、工藤浩史氏：北海道開発コンサルタント、黒田修一氏：建設企画コンサルタント、前原康夫氏：八千代エンジニアリング、南 浩郎氏：鹿島建設、矢部正明氏：長大、山野辺慎一氏：鹿島技研、山本洋一氏：白石）に感謝する次第である。また、ニュージーランドの耐震設計基準類を適用した橋脚の試設計計算について、同国の建設コンサルタント Opus International Consultants Limited の Mr. D. Kirkcaldie に全面的なご協力をいただいた。ここに感謝の意を表するものである。

最後に、分科会にも参加していただき、活動方向および活動内容についてご助言およびご助力をいただいた川島小委員長に、この場をかりて謝意を表するものである。

参考文献

- 1) AASHTO : Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition, 1996.
- 2) Applied Technology Council : Improved Seismic Design Criteria for California Bridges — Provisional Recommendations (ATC-32), 1996.
- 3) European Committee for Standardization(CEN) : Eurocode 8— Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, European Prestandard, 1994 & 1995.
- 4) Transit New Zealand : Bridge Manual, 1995.
- 5) Standard New Zealand : NZS3101 Concrete Structures Standard, 1995.
- 6) 橋梁の耐震設計法に関する講習会—海外から見た日本の耐震設計法—、(社)土木学会 地震工学委員会 地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会、1998年9月22日
- 7) Tada-aki Tanabe (Editor) : Comparative Performances of seismic Design Codes for Concrete Structures, JSCE、April 20-21 1999.
- 8) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成8年12月
- 9) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 平成8年12月
- 10) Caltrans : Bridge Design Specifications (BDS), California Department of Transportation, 1993.
- 11) R. Park : An Analysis of the Failure of the Columns of a 600 Metre Length of the Hanshin Elevated Expressway During the Great Hanshin Earthquake of 17 January 1995, Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering, June 1996.

(執筆者：森 敦)

土木学会 橋脚試設計計算書

目次	ページ
お断り	1
設計データ、仮定および設定	2
偏心活荷重モーメントの算出	2
偏心および非偏心活荷重による設計荷重の算出	2
円柱橋脚の設計	3
偏心および非偏心活荷重に対する円柱橋脚全断面の設計	3
地震時モーメントに対する橋脚性能の算出	5
1自由度系の予備解析	6
モード解析および設計荷重の誘導	7
性能設計アプローチ	10
設計荷重および強度低減係数の一覧	11
地震時における橋脚断面の拘束およびせん断補強筋の照査	11
橋脚基部の塑性ヒンジ	11
橋脚上部の塑性ヒンジ	12
塑性ヒンジ間の橋脚	13
鉄筋の定着および継手	15

お断り

本試設計は、以下のニュージーランド基準を適用してサンプル橋脚の設計を行ったものであり、個人的な解釈を含んでいる。

"Bridge Manual", (1994年5月)、および改訂 No. 1 (1995年6月) と No. 2 (1998年10月)

NZS 3101:1995 "コンクリート構造基準"、および改訂No. 1 (1998年12月)

耐震設計は、設計基準に全て網羅されておらず、担当者の判断による部分もある。

設計データ、仮定および設定

橋軸直角方向に関する条件

上部工重量 (kN):	9800	(1000tf)
橋脚下端から上部構造慣性力作用位置までの距離(m):	12	
脚柱高さ(m):	10	
橋脚形状:	円形	
コンクリートの設計基準強度(MPa):	26.5	(270kgf/cm ²)
鉄筋強度(MPa):	345	(SD345)
コンクリート弾性係数(MPa):	26000	(2.65 × 10 ⁵ kgf/cm ²)
鉄筋弾性係数(MPa):	205800	(2.10 × 10 ⁶ kgf/cm ²)

設計の仮定および設定

コンクリートの単位体積重量 (kN/m ³)	25.5	
柱径(m):	2.200	許容しうる鉄筋比での事前トライアル設計にもとづく

地盤条件およびフーチング上端位置 - TNZ Bridge Manual cl. 5.2.2, Horizontal Loading
 本設計例においては、基礎地盤は剛地盤と仮定する。基礎の剛性については橋脚のそれへ加えないものとする。
 フーチング上端の位置は、地表面から2mの深さ(土被り2m)とする。

橋軸方向の地震応答と解析手法 - TNZ Bridge Manual cl. 5.2.2, Horizontal Loading
 橋脚の分布重量は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに同じと仮定する。
 構造物の形状はR Parkの論文の中にあるイラストと同じとする。(論文 "An Analysis of the Failure of the Columns of a 600 Metre Length of the Hanshin Elevated Expressway During the Great Hanshin Earthquake of 17 January 1995", Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering, June 1996)
 橋軸直角方向においては、上部工の幅員が広く、大きな回転慣性を有する。
 橋軸方向においては、上部構造は'傘'型の橋脚に支持される単純桁を含んでいる。上部構造の回転慣性は、さらに大きくなる可能性がある。
 モード解析は、橋脚モーメントにおよぼす上部構造の回転慣性の影響を取り入れたものとする。

耐久性設計およびコンクリートかぶり - NZS 3101 Section 5

耐久性設計上の分類はB1(海岸地域)とする。
 表5.5に示されるかぶりは、耐用年数50年の値である。TNZ橋梁マニュアル 2.1.3 では、橋梁の耐用年数は100年として設計するものとしている。
 50mmのかぶりは、国際橋梁設計コードの調査に基づいている。

偏心活荷重モーメントの算出

上部構造の幅員は非常に広いので、偏心活荷重が橋脚の最小モーメント性能を決める可能性がある。

全幅員 (m)	20.25	TNZ Bridge Manual
壁高橋幅 (m)	0.35	Appendix A, Figure A1
有効幅員 (m)	19.55	
車線数	5	Cl. 3.1.3
車線幅 (m)	3.91	
36.0mに渡って載荷した時の橋脚の最大活荷重反力 (kN)	1676	Cl. 3.1 and Table 3.2, Load Group 1A
偏心量が最大となる2または3車線のみを考慮		
橋脚中心線から最外線の車線までの偏心量 (m)	8.275	
橋脚中心線から最外線より内側の車線までの偏心量 (m)	4.365	
橋脚中心線から真中の車線までの偏心量 (m)	0.455	
2車線載荷に対する低減係数	1.0	Cl. 3.1.4
3車線載荷に対する低減係数	0.9	Cl. 3.1.4
偏心によるモーメント		
外側2車線載荷: M* (kN.m)	21185	
片側3車線載荷: M* (kN.m)	19752	

偏心および非偏心活荷重にもとづく設計荷重の算出

柱断面積 Ag (m ²)	3.801	
偏心活荷重に対する軸力:		
最大上部工重量: (kN)	13230	TNZ Bridge Manual
橋脚重量の1/2: (kN)	654	Table 3.2 Load Group 1A
最大偏心活荷重: (kN)	3352	
P~デルタ効果による最大軸力: (kN)	17236	Ultimate axial load at pier mid-height
曲げに対する設計の最大軸力: (kN)	16582	Ultimate axial load at pier top
拘束に対する設計の最大軸力: (kN)	18934	Ultimate axial load at pier base
非偏心活荷重(全レーン載荷)に対する軸力		
最大荷重(橋脚 + 上部工 + 5車線載荷活荷重): (kN)	22919	塑性ヒンジ領域以外での、拘束鉄筋の設計においてクリティカルとなる。
基本データ		
偏心活荷重モーメント: (kN.m)	21185	
橋脚有効高: (m)	12.000	
ヤング係数: E (MPa)	26000	

橋脚断面2次モーメント		NZS 3101:Part2 Table C3.1
比率 $N*/fc'Ag = 16582 / (26.5 \times 3.801 \times 1000^2) \times 1000$	0.165	Ultimate limit state
総断面2次モーメント: $Ig (m^4) = \pi \times 2.2^4 / 64$	1.150	
有効断面2次モーメント: $Ie (m^4)$	0.657 ($Ie=0.571Ig$)	$N*/fc'Ag=0.21$ に対して $Ie=0.61g$, $N*/fc'Ag=-0.05$ に対して $Ie=0.41g$ から比例計算で算定
P~デルタ効果を考慮した設計モーメント		
偏心活荷重によるたわみ: (mm)	89	
偏心活荷重たわみによるP~デルタモーメント (kN.m)	1538	
P~デルタモーメントによるたわみ: (mm)	6	
P~デルタたわみによるP~デルタモーメント: (kN.m)	112	
偏心活荷重+P~デルタモーメント: (kN.m)	22834	

円柱橋脚の設計

参考文献:

NZS 3101:1995 "コンクリート構造物設計基準"

ニュージーランドセメントおよびコンクリート工学会, "ニュージーランド鉄筋コンクリートデザインハンドブック" (NZRCDD)

スプレッドシートの適用

このスプレッドシートは鉄筋コンクリートの円柱橋脚および円筒基礎の断面設計に適用できる。

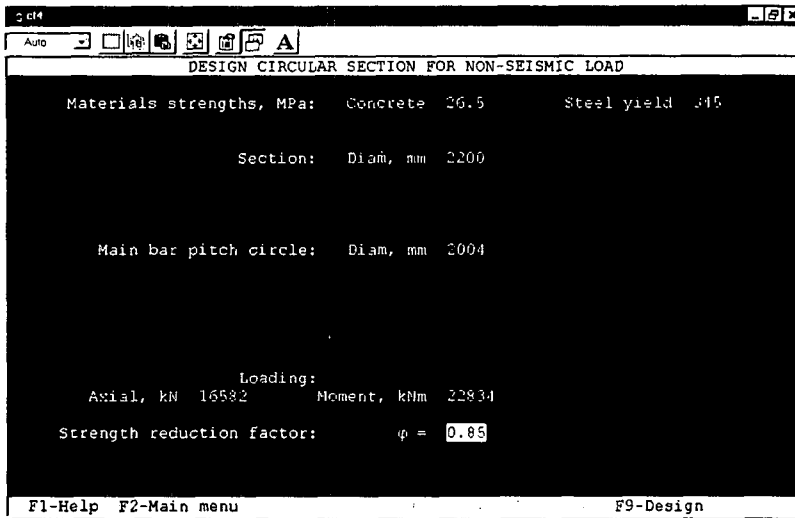
必要データ: 設計軸力、モーメントおよびせん断力
 柱径
 鉄筋かぶり
 仮定された主鉄筋および帯鉄筋径
 強度低減係数
 コンクリート強度 fc' および鉄筋強度 fy

上記データを入力すると、
 Concol の解析プログラムにより、曲げに対する必要鉄筋量および中立軸の位置を決定する。
 Concol の解析プログラムにより決定された鉄筋量から、適切な鉄筋径と本数を選択する。
 選択された鉄筋径の中から採用案を選択する。

偏心および非偏心活荷重に対する円柱橋脚の断面設計

せん断と拘束に対する設計

設計外力		強度低減係数	
軸力 (kN)	P*	16582	曲げ 0.85
モーメント (kN.m)	M*	22834	せん断 0.85
せん断力 (kN)	V*	0	
限界軸力 (kN) P*max		22919	
橋脚断面			
柱径 (mm)	D	2200	
鉄筋被り (mm)		50	
主鉄筋径 (mm)		40	主鉄筋径 + ふしの高さ (mm) 48
帯鉄筋径 (mm)		24	帯鉄筋径 + ふしの高さ (mm) 24 (丸鋼のスパイラル筋を使用)
コンクリートコア径		2100	
主鉄筋の配置された径 (mm)		2004	帯鉄筋の外径 (mm) 2076
橋脚柱断面積 (mm ²)	Ag	3801327	橋脚柱のコア断面積 (mm ²) Ac 3463606
比率 Ag/Ac	1.098	Ag/Ac <= 1.5	採用する Ag/Ac = 1.098 Cl. 8.4.7.1
せん断断面積の径 (mm)		2076	せん断断面積 (mm ²) 3384890 Cl. 9.3.1.1
材料特性			
鉄筋の降伏応力 (MPa)	fy	345	コンクリートの圧縮強度 (MPa) fc' 26.5
$m = fy/0.85fc'$		15.32	
曲げに対する鉄筋			
最小鉄筋比		0.008	最小鉄筋量 $As (Ag \times 0.008)$ (mm ²) 30411 Cl. 8.4.6.1
最大鉄筋比		0.052	最大鉄筋量 $As (Ag \times 0.052)$ (mm ²) 198330 Cl. 8.5.4.2
最大継手鉄筋比		0.070	最大継手鉄筋断面積 $As (Ag \times 0.070)$ (mm ²) 264440



鉄筋量	As	54779	鉄筋比 As/Ag	0.014		
1案	鉄筋径 (mm)	40	鉄筋本数	44	ピッチ (mm)	143
			採用	44		143
2案	鉄筋径 (mm)	32	鉄筋本数	68	ピッチ (mm)	93
			採用	70		90
横拘束筋						Cl. 8.4.7.1
主鉄筋案1の鉄筋比 (AgとAs*mとの比)	0.22278	≤0.4	採用された比 =	0.223		
主鉄筋案2の鉄筋比 (AgとAs*mとの比)	0.22683	≤0.4	採用された比 =	0.227		
主鉄筋案1の鉄筋比 Agとs (Eq. 8-6) >	-0.00784					
主鉄筋案2の鉄筋比 Agとs (Eq. 8-6) >	-0.00784				選択された帯鉄筋	
主鉄筋案1の鉄筋比 Agとs (Eq. 8-7) >	0.00425	sとの比=	0.00425	帯鉄筋量 As (mm/m)	2255	径
						20
						24
						20
						24
主鉄筋案2の鉄筋比 Agとs (Eq. 8-7) >	0.00540	sとの比=	0.00540	帯鉄筋量 As (mm/m)	2870	ピッチ
						139
						201
						109
						158
最大帯鉄筋ピッチ:		(柱径)/3	733			
	主鉄筋案1:	10 x dia.	400	最大ピッチ		400
	主鉄筋案2:	10 x dia.	320	最大ピッチ		320

せん断鉄筋

等価な矩形断面 (mm) (総断面積) : 円形と等価面積となる正方形として	1950	b =	1950	d =	1736	Cl. 9.3.1.1
作用するせん断力 (MPa) vn	0.000				(せん断断面積)	Cl. 9.3.1.1
円形断面の図心から中立軸までの距離 (mm)	276	引張り域にある鉄筋量 (mm ²)	31812	引張鉄筋比	0.0094	Eq. 9-3
コンクリートの基本せん断強度 (MPa) vb	0.844					Eq. 9-6
コンクリートのせん断耐力 (MPa) vc	1.261					
最小のAv : vn - vc > 0.35	vn - vc =	-1.261	採用された vn - vc =	0.350		Cl. 9.3.4.3
せん断鉄筋量 (mm ² /m) Av	1978	Av/2	989	帯鉄筋案		
				径	ピッチ	
				20	318	
				24	457	

偏心および非偏心活荷重に対する必要鉄筋のまとめ

主鉄筋	径	40	鉄筋本数	44	ピッチ	143	異形鉄筋	
							軸方向鉄筋比	0.0146
帯鉄筋	径	24	塑性ヒンジ領域以外の部分(mm)	200			丸鋼	

地震時モーメントに対する橋脚性能の算出

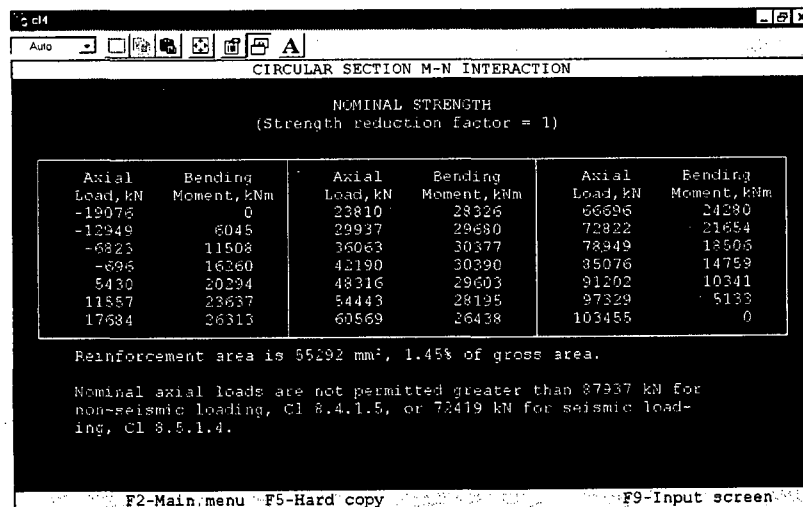
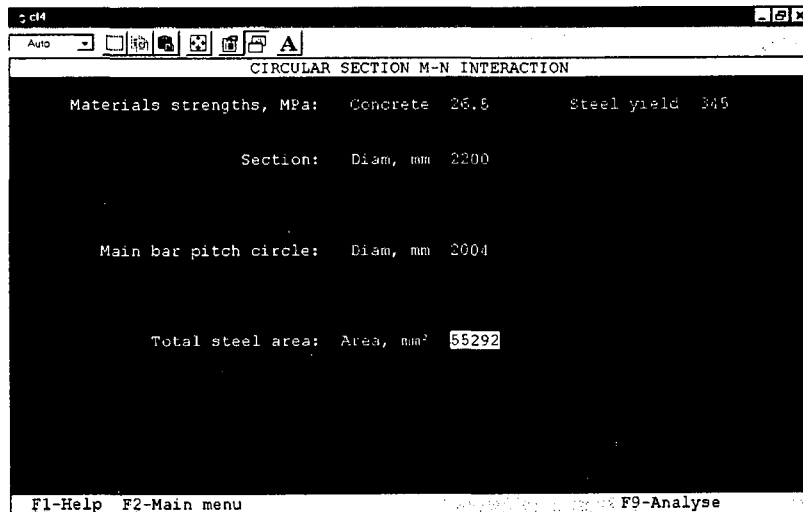
地震応答解析において、橋脚に作用する軸力は最大値と最小値を用いる。最大値を用いる場合、橋脚のモーメント性能は最大となり、このときのせん断力も最大となる。最小軸力の場合、降伏モーメントは最小となるため、橋脚に設計地震動を作用させる時の所要じん性は最大となる。

モーメント性能

Concol の計算プログラムを用いて軸力~モーメント相関図を求める。

鉄筋の総断面積 : (mm²)

55292



最大変形性能要求に対するモーメント性能と柱に作用するせん断力

(a) 橋脚基部

地震時モーメント性能に適合できる最大軸力 : 鉛直震度を0.8としたケース
 終局時上部構造重量 : (kN) 7840 (=上部構造重量9800×0.8)
 終局時橋脚重量 : (kN) 775 (=橋脚重量970×0.8)
 終局時合計軸力 : (kN) 8615

TNZ Bridge Manual
 Table 3.2 Load Group 3A, k=0.8(鉛直震度)

モーメント性能
 強度低減係数 0.85
 軸力/強度低減係数 : (kN) =8615/0.85 10136
 モーメント性能の比例計算
 モーメント性能 (φ = 1.0) : (kN.m) 22862
 モーメント性能 (φ = 0.85) : (kN.m) 19432

φ=1.0に対応する軸力の算出
 シートNo5のM-N相互関係より線形補間により算出
 脚基部での地震時モーメントのキャパシティー

(b) 橋脚天端

地震時モーメント性能の算出に考慮できる最大軸力 : 鉛直震度を0.8としたケース
 最大上部構造重量 : (kN) 7840 (=上部構造重量9800×0.8)

TNZ Bridge Manual
 Table 3.2 Load Group 3A, k=0.8(鉛直震度)

モーメント性能
 強度低減係数 0.85
 軸力/強度低減係数 : (kN) =7840/0.85 9224
 モーメント性能の比例計算
 モーメント性能 (φ = 1.0) : (kN.m) 22364
 モーメント性能 (φ = 0.85) : (kN.m) 19009

φ=1.0に対応する軸力の算出
 シートNo5のM-N相互関係より線形補間により算出
 脚天端での地震時モーメントのキャパシティー

柱に作用する最大せん断力に対するモーメント性能

(a) 橋脚基部

地震時モーメント性能の算出に考慮できる最大軸力 : 鉛直震度を1.3としたケース
 最大上部構造重量 : (kN) 12740 (=上部構造重量9800×1.3)
 最大橋脚重量 : (kN) 1260 (=橋脚重量970×1.3)
 最大合計軸力 : (kN) 14000

TNZ Bridge Manual
 Table 3.2 Load Group 3A, k=1.3(鉛直震度)

モーメント性能
 強度低減係数 0.85
 軸力/強度低減係数 : (kN) =14000/0.85 16471
 モーメント性能の比例計算
 モーメント性能 (φ = 1.0) : (kN.m) 25801
 モーメント性能 (φ = 0.85) : (kN.m) 21931

φ=1.0に対応する軸力の算出
 シートNo5のM-N相互関係より線形補間により算出
 脚基部での地震時モーメントのキャパシティー

(b) 橋脚天端

地震時モーメント性能の算出に考慮できる最大軸力 : 鉛直震度を1.3としたケース
 最大上部構造重量 : (kN) 12740 (=上部構造重量9800×1.3)
 最大橋脚重量 : (kN) 0
 最大合計軸力 : (kN) 12740

TNZ Bridge Manual
 Table 3.2 Load Group 3A, k=1.3(鉛直震度)

モーメント性能
 強度低減係数 0.85
 軸力/強度低減係数 : (kN) =12740/0.85 14988
 モーメント性能の比例計算
 モーメント性能 (φ = 1.0) : (kN.m) 25148
 モーメント性能 (φ = 0.85) : (kN.m) 21376

φ=1.0に対応する軸力の算出
 シートNo5のM-N相互関係より線形補間により算出
 脚天端での地震時モーメントのキャパシティー

1 自由度系の予備解析

柱断面積 Ag(m²) 3.801
 橋脚の1/2の重量 (kN) 485
 上部構造重量 + 1/2 橋脚重量 : P (kN) 10285
 上部構造慣性力作用位置までの高さ h (m) 11.788
 フーチング内部の塑性化領域の深さ : L_{pj} 0.304
 有効橋脚高 : h_e = h + L_{pj} (m) 12.092

Priestley, Seible & Calvi, "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons Inc, 1996.
 p. 168 - 173.

橋脚の断面2次モーメント
 比率 N*/fc'Ag = 10285 / (26.5 × 3.801 × 1000²) × 1000 0.102
 総断面2次モーメント : I_g (m⁴) 1.150
 有効断面2次モーメント : I_e (m⁴) 0.600 (I_e=0.522I_g)

NZS 3101:Part2 Table C3.1
 Ultimate limit state
 N*/fc'Ag=0.21に対してI_e=0.6I_g, N*/fc'Ag=-0.051に対してI_e=0.4I_gから比例計算で算定

固有周期の算出
 I_g作用時の橋脚天端の変位 (mm) 389
 周期 (秒) 1.25

Defin = (P.he³)/(3.E.I_e)
 Period = 0.0634 × SqRt (Defin)

地震時のせん断力とモーメント - 橋軸方向と直角方向		TNZ Bridge Manual
ダクティリティファクター(塑性ヒンジが地表面以下) μ	2.65	Figure 5.4 / Table 5.4 * (- refer to Note below) $\mu < 4.0$
基本設計震度 $C\mu$	0.111	Figure 5.2(a) / Table 5.2(a)
ゾーンファクター(ウェリントン) Z	1.2	Figure 5.3
リスクファクター(高速自動車道路橋) R	1.3	Table 5.5
構造物パフォーマンスファクター(岩盤上) Sp	0.9	Table 5.6
等価重量(上部工重量 + 1/2 橋脚重量) Wd	10285	
慣性力作用位置でのせん断力 $V = C\mu \cdot Z \cdot R \cdot Sp \cdot Wd$ (kN)	1603	Eqn on p.5-7
基部モーメント $M = V \cdot he$ (kN.m)	19380	

(注)この計算例では、 μ と $C\mu$ は偏心活荷重によりモーメント性能と地震時のモーメントが一致するように決定している。
偏心活荷重がない場合は、 $C\mu$ は 図 5.4 と 表 5.4. から決定される。 μ は 4.0 以下とする。

モード解析と設計荷重の誘導

Microstran v6.5 を用いてモード解析を行う。

繰り返し計算により、地震時基部モーメント=偏心活荷重モーメントとなるダクティリティファクター μ と設計スペクトルスケールファクター Sm を決定する。

有効橋脚高	he (m)	12.304	Effective height to superstructure centre of mass including yield penetration into footing (see above)
断面定数			
橋脚	A (m ²)	3.801	As calculated above for single degree of freedom preliminary analysis
	Ie (m ⁴)	0.600	
上部構造	A (m ²)	10.67	Assumed ((weight/m)/density)
	I (m ⁴)	2.7	Assumed
質量の配分			
橋脚: w (tonne/m)		9.881	Model as uniformly distributed(分布質量モデル)
上部構造			
橋脚直角方向モデル: P (tonne)		250	Lump the mass at each beam position(集中質量モデル)
橋脚方向モデル: w (tonne/m)		27.75	Model as uniformly distributed(分布質量モデル)

応答スペクトル

スペクトルは、TNZ Bridge Manual Table 5.2(a)で定義される $\mu = 1$ に $g = 9.81$, Z, R, および Sp を乗じたものとする。

Z, R と Sp は 1 自由度系の予備解析で与えられたものを適用する。

地震時ベースモーメントと偏心活荷重ベースモーメントが一致するように Sm の結果をスケール調整する。

TNZ Bridge Manual p. 5-12
(b) Modal Analysis

Steps taken to derive Sm and the ductility factor, as a first trial solution, using the spreadsheet rows below, were :

1. Sm 値を考慮しない時のモード解析結果を入力する。
2. 橋脚直角方向および橋脚方向モデルとも $Sm1 = 1.0$ とする。
3. 直交方向の影響の合成に対しては、 $P-\delta$ モーメントの影響も合成したものを考慮する。
4. 橋脚の必要ベースモーメントを得るために偏心活荷重モーメントに対して設計されている場合は、橋脚モーメントキャパシティからの $P-\delta$ モーメント合成成分を差し引く。
5. 近似 Sm 値を導くため $Sm1$ に対する表計算によって与えられる合成された地震時橋脚ベースモーメントで橋脚の必要ベースモーメントを割る。
6. 直角方向および橋脚方向モデルの両方において、 $Sm1$ である Sm に対して導かれた近似値を入力する。
7. Table 5.3 より近似値 Sm の値と一致する μ を決定する。
8. 橋脚直角方向および橋脚方向モデルから μ 値として得られる $Sm2$ を決定する。
9. 橋脚ベースモーメントの全合成結果と偏心活荷重によるモーメントとの一致の度合いについて比較する。
10. もし一貫性が合理的に図られていない場合、割り切りをもって step6~9 の繰り返しを行い、 Sm の値を一致させる。

荷重ケース 100% X 方向 + 30% Z 方向

橋脚直角方向モデル		TNZ Bridge Manual
固有周期 (seconds)	1.56	
ダクティリティファクター μ	2.25	Derived required minimum capability
$Sm1 : \mu = 2.0$ に対して $Sm1 = 0.5$, $\mu = 3.0$ に対して $Sm1 = 0.33$	0.457	Table 5.3 (0.7秒以上の周期領域では変位一定則に従っている)
($Sm1$ は線形応答から非線形応答を推定するための比率を示すもので、 μ の値によって異なる。)		
$Sm2$:		
V(base1) (kN) : 線形モード解析より求まる	4110	Microstran analysis
$C\mu$	0.105	Table 5.2(a) interpolated
等価重量 Wd (kN)	10993	
V (kN) = $C\mu \cdot Z \cdot R \cdot Sp \cdot Wd$ (kN)	1621	$Z=1.2, R=1.3, Sp=0.9$
$Sm2 = V/V(base1)$	0.394	
($Sm2$ は非線形静的応答と線形動的応答との比率を示すものと思われる)		
$Sm : Sm1 = 0.457$ と $Sm2 = 0.394$ のどちらか大きい方とする	0.457	
橋脚モデル		
固有周期 (seconds)	1.33	
ダクティリティファクター μ	2.25	Derived required minimum capability
$Sm1$	0.457	Table 5.3
$Sm2$:		
V(base1) (kN)	3519	Microstran analysis
$C\mu$	0.125	Table 5.2(a) interpolated
等価重量 Wd (kN)	10993	
V (kN)	1929	
$Sm2 = V/V(base1)$	0.548	
Sm	0.548	

Smによるスケール調整されないモード解析結果 : 線形動的解析による結果 ($\mu=1$ のスペクトルを用いたモード解析)

橋軸方向

橋脚ベースせん断力 V (kN)	4110	(動的解析値)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	37890	(動的解析値)
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-27336	(動的解析値)
橋脚天端変位 (mm)	123	(動的解析値)

直角方向

橋脚ベースせん断力 V (kN)	3519	(動的解析値)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	44460	(動的解析値)
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-8942	(動的解析値)
橋脚天端変位 (mm)	148	(動的解析値)

設計力と変位 (-Sm値でスケール調整された断面力) → 上記の動的解析値にスケール係数を乗じたもの (ただし、変位は対象外)

橋軸方向

橋脚ベースせん断力 V (kN)	1878	($=V(base1) \times Sm=4110 \times 0.457$)	弾性+弾塑性合計変位 : $\mu=1$ での動解値 (変位一定則の考え方)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	17316	($=Mb \times 0.457$)	
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-12493	($=Mt \times 0.457$)	
橋脚天端変位 (mm)	123		

直角方向

橋脚ベースせん断力 V (kN)	1929	($=V(base1) \times Sm=3519 \times 0.548$)	弾性+弾塑性合計変位 : $\mu=1$ での動解値 (変位一定則の考え方)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	24374	($=Mb \times 0.548$)	
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-4902	($=Mt \times 0.548$)	
橋脚天端変位 (mm)	148		

P- δ 効果

P- δ 効果の荷重係数 0.8 TNZ Bridge Manual Table 3.2, Load Group 3A
 終局時鉛直荷重 7840 (=9800 \times 0.8) 終局時上部構造質量 (シートNo6より)
 Load factor consistent with that used for axial load

橋軸方向

重心位置での変位 (mm)	123
P- δ によるモーメント (kN.m)	964 (=7840 \times 0.123)
P- δ による変位 (mm)	5
P- δ 変位による付加モーメント (kN.m)	37
全 P- δ モーメント (kN.m)	1001

直角方向

重心位置での変位 (mm)	148
P- δ によるモーメント (kN.m)	1160
P- δ による変位 (mm)	6
P- δ 変位による付加モーメント (kN.m)	44
全 P- δ モーメント (kN.m)	1204

直交する地震の影響の合成

TNZ Bridge Manual p. 5-6, Load Cases 1 & 2

	100% 橋軸 方向(X方向)	30% 直角 方向(Z方向)	合成
橋脚ベースせん断: V* (kN)	1878	579	1965 " $=\sqrt{1878^2+579^2} \times 0.5$ "
地震時脚基部モーメント	17316	7312	18796 " $=\sqrt{17316^2+7312^2} \times 0.5$ "
P- δ モーメント	1001	361	1064 " $=\sqrt{1001^2+361^2} \times 0.5$ "
全基部モーメント: Mb* (kN.m)	18317	7674	19859 " $=\sqrt{18317^2+7674^2} \times 0.5$ "
地震時脚天端モーメント	-12493	-1471	12579 " $=\sqrt{12493^2+1471^2} \times 0.5$ "
P- δ モーメント	-1001	-361	1064 " $=\sqrt{1001^2+361^2} \times 0.5$ "
全天端モーメント: Mb* (kN.m)	-13494	-1832	13617 " $=\sqrt{13494^2+1832^2} \times 0.5$ "

橋脚天端モーメントと同時に作用すると仮定した橋脚基部モーメントのチェック
 橋脚基部モーメント (kN.m) 19033 Base moment accepted as a reasonable match with the eccentric live load moment (- within 2%)

荷重ケース 100% X方向 + 30% Z方向において、橋脚は設計地震応答として2.25のダクティリティーを維持することが要求される。

荷重ケース 30% X方向 + 100% Z方向

橋軸直角方向モデル

TNZ Bridge Manual

基礎の周期 (seconds)	1.56	Derived required minimum capability Table 5.3
ダクティリティーファクター μ	2.85	
Sm1	0.355	
Sm2:		Microstran analysis Table 5.2(a) interpolated
V(base1) (kN)	4110	
C μ	0.08	
等価重量 Wd (kN)	10993	
V (kN)	1235	
Sm2 = V/V(base1)	0.300	
Sm	0.355	

橋軸方向モデル

基礎の周期 (seconds)	1.33
ダクティリティーファクター μ	2.85
Sm1	0.355
Sm2 :	
V(base1) (kN)	3519
C μ	0.095
等価重量 Wd (kN)	10993
V (kN)	1466
Sm2 = V/V(base1)	0.417
Sm	0.417

Derived required minimum capability
Table 5.3

Microstran analysis
Table 5.2(a) interpolated

Smによるスケール調整されないモード解析結果 : 線形動的解析による結果 ($\mu=1$ のスペクトルを用いたモード解析)

橋軸直角方向モデル

橋脚ベースせん断力 V (kN)	4110 (動的解析値)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	37890 (動的解析値)
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-27336 (動的解析値)
橋脚天端変位 (mm)	123 (動的解析値)

橋軸方向モデル

橋脚ベースせん断力 V (kN)	3519 (動的解析値)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	44460 (動的解析値)
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-8942 (動的解析値)
橋脚天端変位 (mm)	148 (動的解析値)

設計力と変位 (- Sm値でスケール調整された断面力) → 上記の動的解析値にスケール係数を乗じたもの (ただし、変位は対象外)

橋軸直角方向モデル

橋脚ベースせん断力 V (kN)	1459 (=V(base1) × Sm=4110 × 0.355)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	13451 (=Mb × 0.355)
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-9704 (=Mt × 0.355)
橋脚天端変位 (mm)	123

弾性+弾塑性合計変位 : $\mu=1$ での動解値
(変位一定則の考え方)

橋軸方向モデル

橋脚ベースせん断力 V (kN)	1466 (=V(base1) × Sm=3519 × 0.417)
橋脚ベースモーメント Mb (kN.m)	18524 (=Mb × 0.417)
橋脚天端モーメント Mt (kN.m)	-3726 (=Mt × 0.417)
橋脚天端変位 (mm)	148

弾性+弾塑性合計変位 : $\mu=1$ での動解値
(変位一定則の考え方)

P- δ 効果

P- δ 効果の荷重係数	0.8
終局時鉛直荷重	7840 (=9800 × 0.8)

TNZ Bridge Manual Table 3.2, Load Group 3A

橋軸方向

重心位置での変位 (mm)	123
P- δ によるモーメント (kN.m)	964 (7840 × 0.123)
P- δ による変位 (mm)	5
P- δ 変位による付加モーメント (kN.m)	37
全 P- δ モーメント (kN.m)	1001

Load factor consistent with that used for axial load

直角方向

重心位置での変位 (mm)	148
P- δ によるモーメント (kN.m)	1160 (7840 × 0.148)
P- δ による変位 (mm)	6
P- δ 変位による付加モーメント (kN.m)	44
全 P- δ モーメント (kN.m)	1204

直交する地震の影響の合成

	30% 橋軸 100% 直角		合成	
	方向(X方向)	方向(Z方向)		
橋脚ベースせん断力: V* (kN)	438	1466	1530	"=(438 ² +1466 ²) ^{0.5} "
地震時ベースモーメント	4035	18524	18959	"=(4035 ² +18524 ²) ^{0.5} "
P- δ モーメント	300	1204	1241	"=(300 ² +1204 ²) ^{0.5} "
全ベースモーメント: Mb* (kN.m)	4336	19729	20200	"=(4336 ² +19729 ²) ^{0.5} "
地震時天端モーメント	-2911	-3726	4728	"=(2911 ² +3726 ²) ^{0.5} "
P- δ モーメント	-300	-1204	1241	"=(300 ² +1204 ²) ^{0.5} "
全天端モーメント: Mt* (kN.m)	-3212	-4930	5884	"=(3212 ² +4930 ²) ^{0.5} "

TNZ Bridge Manual p. 5-6, Load Cases 1 & 2

橋脚天端モーメントと同時に作用すると仮定した橋脚基部モーメントのチェック
橋脚基部モーメント (kN.m) 19556

Base moment accepted as a reasonable match with the eccentric live load moment (- within 1%)

荷重ケース 30% X方向 + 100% Z方向において、橋脚は設計地震応答として2.85のダクティリティーを維持することが要求される。

設計モーメントおよび設計せん断力

偏心活荷重モーメントは、クリティカルな設計ケースのため、このモーメントは地震により橋脚下端と上端で進展するかもしれない。

橋脚基部の降伏は、基部でのベースモーメントと同時に橋脚上端で最大モーメントが発生する可能性を増大させる。

橋脚上端の降伏は、傘内部への降伏の進行とともに柱と傘部の境界部分(ソフィットフェイス)に発生する。このようなことから、橋脚は偏心活荷重に対して設計された断面保有性能に等価となる地震モーメントに一致するような橋脚の上端と下端のそれぞれに塑性ヒンジが発生する挙動を考えると考えられる。この状況の下で、有効となる柱高さは、フーチング上面から傘の付け根の間を考える。

この考え方に基づけば、発生するせん断力は、CQC法によるモーダルアナリシスから算出されたせん断力よりかなり大きな値となる。

有効柱高さ (m)	10,000	
せん断力の上限値の算出 : 鉛直震度1.3iに対して		
柱下端のモーメントキャパシティー: M* (kN.m)	21931 (シートNo6より)	Section moment capacity for earthquake under the corresponding maximum axial load
柱上端のモーメントキャパシティー: M* (kN.m)	21376 (シートNo6より)	
対応する柱せん断力の上限值: V* (kN)	4331 (21931+21376)/10.0	

せん断力の下限值の算出 : 鉛直震度0.8iに対して		
柱下端のモーメントキャパシティー: M* (kN.m)	19432 (シートNo6より)	Section moment capacity for earthquake under the corresponding minmum axial load
柱上端のモーメントキャパシティー: M* (kN.m)	19009 (シートNo6より)	
対応する柱せん断力の下限值: V* (kN)	3844 (19432+19009)/10.0	

橋脚基部塑性ヒンジおよび橋脚上端における設計鉛直荷重 TNZ Bridge Manual, Table 3.2

橋脚基部の鉛直荷重: P* (kN)		
0.8 x (上部構造重量 + 橋脚重量)	8615	Load Group 3A, k = 0.8
1.3 x (上部構造重量 + 橋脚重量)	14000	Load Group 3A, k = 1.3
橋脚上端の鉛直荷重: P* (kN)		
0.8 x 上部構造重量	7840	Load Group 3A, k = 0.8
1.3 x 上部構造重量	12740	Load Group 3A, k = 1.3

塑性ヒンジ長

橋脚上端モーメントを0としたシングル曲率と偏心活荷重モーメントと同等となる橋脚上端モーメントを生じるダブル曲率との間を変化する脚のモーメント分布を扱う。塑性ヒンジ長の決定について、シングル曲率として想定することはより控えめなこととなる。

軸力が $N^* < 0.25 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_g$ の条件下における橋脚基部の塑性ヒンジ長		NZS 3101:Part1 Cl. 8.5.4.1
橋脚直径 (m)	2.200	
橋脚長さ with $M > 0.8 M^*$ pier base (m)	2.600	
塑性ヒンジ長(日本でいう塑性ヒンジ化領域に該当するものと思われる):	2.600	

橋脚上端の塑性ヒンジ長

モーダルアナリシスから橋脚基部での同時発生するモーメントを知ることはできないが、橋脚上端に塑性ヒンジが発生したときに、橋脚には脚基部で生じる大きなモーメントとともにダブル曲率が発生する。採用塑性ヒンジ長 = 橋脚の直径 (m) 2.200

性能設計アプローチ

橋脚の塑性ヒンジ: - 地震時モーメントに抵抗するため、信頼キャパシティー ($\phi=0.85$) を確保する
 (橋脚基部および天端) - 過強度モーメントキャパシティーを有するヒンジによって生じる脚せん断力に抵抗するため、理想キャパシティー ($\phi=1.0$) を確保する
 ヒンジ部の設計において、強度低減係数(Strength Reduction Factor)の値をモーメントについては0.85、せん断については1.0とする。

塑性ヒンジに抵抗する要素 - 過強度モーメントキャパシティーを有する脚塑性ヒンジによって構造物に発生するモーメントおよびせん断に抵抗するため、モーメントとせん断のキャパシティー ($\phi=1.0$) を確保する。

過強度キャパシティー		NZS 3101:Part1 Appendix A
過強度ファクター	1.65	Cl. A4.4.2

(注)この設計例においては、偏心活荷重モーメントは橋脚の強度を決定するクリティカルケースであり、橋脚全長にわたって一定のモーメントを加えているため、鉄筋の段落とは行っていない。もし、段落としを行う場合は、鉄筋の段落とし部付近の断面について特別な注意を要する。

地震時設計荷重および強度低減係数の一覧

10頁の結果より以下の断面力、および過強度ファクターが得られる。

せん断力の上限值($k=1.3$)

部位	項目	値	強度低減係数	適用条件
橋脚基部の塑性ヒンジ	V* (kN)	7146 (4331 × 1.65)	$\phi=1$	for shear
	Mb* (kN.m)	21931	$\phi=0.85$	for flexure and confinement
	P* (kN)	14000		
橋脚上部の塑性ヒンジ	V* (kN)	7146 (4331 × 1.65)	$\phi=1$	for shear
	MI* (kN.m)	21376	$\phi=0.85$	for flexure and confinement
	P* (kN)	12740		
橋脚の基礎 - フーチング上面 / 杭頭部の作用力	V* (kN)	7146 (4331 × 1.65)	$\phi=1$	for shear
	M* (kN.m)	36186	$\phi=1$	for flexure and confinement
	P* (kN)	14000		

鉛直震度1.3(下向き+0.3)に対応するせん断力の上限值

せん断力の下限值($k=0.8$)

部位	項目	値	強度低減係数	適用条件
橋脚基部の塑性ヒンジ	V* (kN)	6343 (3844 × 1.65)	$\phi=1$	for shear
	Mb* (kN.m)	19432	$\phi=0.85$	for flexure and confinement
	P* (kN)	8615		
橋脚上部の塑性ヒンジ	V* (kN)	6343 (3844 × 1.65)	$\phi=1$	for shear
	MI* (kN.m)	19009	$\phi=0.85$	for flexure and confinement
	P* (kN)	7840		
橋脚の基礎 - フーチング上面 / 杭頭部の作用力	V* (kN)	6343 (3844 × 1.65)	$\phi=1$	for shear
	M* (kN.m)	32063	$\phi=1$	for flexure and confinement
	P* (kN)	8615		

鉛直震度0.8(上向き-0.2)に対応するせん断力の下限值

地震時における橋脚断面の拘束およびせん断補強鉄筋

中立軸位置を算定するための断面解析

Concol computer programを使用して橋脚上端および下端断面での中立軸位置算定する。それらについては、付録のCを参照。
 中立軸位置は、せん断補強鉄筋の計算に使用される。

橋脚基部の塑性ヒンジ

設計荷重

強度低減係数

せん断力の上限值($k=1.3$)	項目	値	強度低減係数
せん断力 (kN)	P*	14000	Confinement $\phi=0.85$
	V*	7146	Shear $\phi=1$
せん断力の下限值($k=0.8$)	P*	8615	
	V*	6343	Shear $\phi=1$

橋脚断面

断面直径 (mm)	D	2200		
コンクリートかぶり (mm)		50		
主鉄筋の直径 (mm)		40	主鉄筋の直径 + ふしの高さ (mm)	48
帯筋の直径 (mm)		24	帯筋の直径 + ふしの高さ (mm)	24 (Use plain round for spiral)
帯鉄筋で囲まれたコンクリート直径		2100		
主鉄筋で囲まれたコンクリート直径		2004	帯鉄筋のフープ直径 (mm): 中心位置	2076 (2200-100-24)
全断面積 (mm ²)	Ag	3801327	コンクリート断面積 (mm ²)	Ac 3463606 (2076/2) ² PAI
Ag/Ac比	1.098	Ag/Ac <= 1.5	採用 Ag/Ac =	1.098 Cl. 8.5.4.3
せん断に対する直径 (mm)		2076	せん断断面積 (mm ²)	3384890 Cl. 9.3.1.1

材料特性

鋼材の降伏点応力度 (MPa)	fy	345	コンクリートの圧縮応力度 (MPa)	fc' 26.5
m = fy/0.85fc'		15.32 (=345/(0.85×26.5))		

曲げ鉄筋

鋼材断面積 (mm ²)	As	55292	Rho >=	0.015		
Selection 1 Bar dia. (mm)	db	40	No. of 鋼材	44	配置間隔 (mm)	143

横拘束筋 Cl.8.5.4.3

主鉄筋 sel. 1 : Rho,t,m =	0.22278	Rho,t,m <= 0.4	採用 Rho,t,m =	0.223		
主鉄筋 sel. 1 : Rho,s (Eq. 8-24) >	-0.00221					
主鉄筋 sel. 1 : Rho,s (Eq. 8-25) >	0.00598	Rho,s = 0.00598	Hoop As (mm/m)	3178	帯筋径	配置間隔
					20	99
					24	142
最大帯筋配置間隔:	(橋脚直径)/4	550				
主鉄筋 selection 1:	6 x 直径	240	最大配置間隔			240

せん断補強鉄筋

正方形断面 (mm) (全断面積より)	1950 (=√全断面積)	b = 1950	d = 1736		Cl. 9.3.1.1
せん断力の上限值(k=1.3) 付加せん断応力 (MPa) vn	2.111 (=7146/3384890)		(せん断断面積/b)		Cl. 9.3.1.1
コンクリートのせん断応力に対する許容値 軸圧縮応力 (MPa)	3.683	Is 軸応力 > 0.1fc ?	Yes		Cl. 9.4.2.2
円形断面 N.A. の中心からの距離(mm)	334	Steel in tension (mm ²)	33076	Rho,w	0.0098
基準コンクリートのせん断応力 (MPa) vb	0.863				Eq. 9-3
コンクリートのせん断応力に対する許容値 (MPa) vc	0.682	軸応力 > 0.1 fc : No, vc = 0; Yes, vc from			Eq. 9-44
最小 Av : vn - vc > 0.35	vn - vc = 1.429	適用 vn-vc =	1.429		Cl. 9.3.4.3
必要せん断応力を求め、コンクリートの負担できるせん断応力を差し引いたせん断応力を鉄筋が受けもつように必要せん断補強筋を配置する。帯鉄筋の選択					
せん断補強鉄筋 (mm ² /m) Av	8077 ((vn-vc) × b × 1000 / fy)	Av/2	4038	直径	配置間隔
				20	78
				24	112

せん断力の下限值(k=0.8)

付加せん断応力 (MPa) vn	1.874				Cl. 9.3.1.1
コンクリートのせん断応力に対する許容値 軸圧縮応力 (MPa)	2.266	Is 軸応力 > 0.1fc ?	No		Cl. 9.4.2.2
円形断面 N.A. の中心からの距離(mm)	460	Steel in tension (mm ²)	35239	Rho,w	0.0104
基準コンクリートのせん断応力 (MPa) vb	0.896				Eq. 9-3
コンクリートのせん断応力に対する許容値 (MPa) vc	0.000	軸応力 > 0.1 fc : No, vc = 0; Yes, vc from			Eq. 9-44
最小 Av : vn - vc > 0.35	vn - vc = 1.874	適用 vn-vc =	1.874		Cl. 9.3.4.3
必要せん断応力を求め、コンクリートの負担できるせん断応力を差し引いたせん断応力を鉄筋が受けもつように必要せん断補強筋を配置する。帯鉄筋の選択					
せん断補強鉄筋 (mm ² /m) Av	10590 ((vn-vc) × b × 1000 / fy)	Av/2	5295	直径	配置間隔
				20	59
				24	85

補強鉄筋の概要

帯筋	直径	24	塑性ヒンジ領域内の配置間隔 (mm)	85	丸鋼
塑性ヒンジ長 (mm)			2300		

橋脚上端の塑性ヒンジ

設計荷重

せん断力の上限值(k=1.3)			強度低減係数	
軸力 (kN)	P*	12740	Flexure	φ=0.85
せん断力 (kN)	V*	7146	せん断	φ=1

せん断力の下限值(k=0.8)				
軸力 (kN)	P*	7840		
せん断力 (kN)	V*	6343	せん断	φ=1

橋脚断面

断面直径 (mm)	D	2200		
コンクリートかぶり (mm)		50		
主鉄筋の直径 (mm)		40	主鉄筋の直径 + ふしの高さ (mm)	48
帯筋の直径 (mm)		24	帯鉄筋の直径 + ふしの高さ (mm)	24 (丸鋼スパイラル筋使用)
帯鉄筋で囲まれたコンクリート直径		2100		
主鉄筋で囲まれたコンクリート直径 (mm)		2004	帯鉄筋のフープ直径 (mm)	2076
全断面積 (mm ²) Ag		3801327	コンクリート断面積 (mm ²) Ac	3463606
Ag/Ac比	1.098	Ag/Ac <= 1.5	採用 Ag/Ac =	1.098
				Cl. 8.5.4.3
せん断に対する直径 (mm)		2076	せん断断面積 (mm ²)	3384890
				Cl.9.3.1.1

材料特性

綱の降伏応力度 (MPa)	f_y	345	コンクリート圧縮強度 (MPa) f_c'	26.5
$m = f_y/0.85f_c'$		15.32		

曲げに対する鉄筋

綱断面積 (mm ²)	A_s	55292	$Rho, t \geq$	0.015	
Selection 1 鉄筋径 (mm)	d_b	40	鉄筋本数	44	
				間隔 (mm)	143

構造束筋

CI.8.5.4.3

主鉄筋 sel. 1 : $Rho, t, m =$	0.22278	$Rho, t, m \leq 0.4$	採用した $Rho, t, m =$	0.223
主鉄筋 sel. 1 : Rho, s (Eq. 8-24) >	-0.00277			
主鉄筋 sel. 1 : Rho, s (Eq. 8-25) >	0.00598	$Rho, s =$	0.00598	Hoop A_s (mm/m)
帯鉄筋の最大間隔:		(Pier Dia.)/4	550	
主鉄筋 sel. 1 :	6 x dia.	240	最大間隔	240
				20
				24
				99
				142

せん断に対する鉄筋

等価正方形断面 (mm)	1950	$b =$	1950	$d =$	1736	CI. 9.3.1.1
				(せん断断面積/b)		
せん断力の上限值 ($k=1.3$)						
適用したせん断力 (MPa) v_n	2.111					CI. 9.3.1.1
						CI. 9.4.2.2
コンクリートのせん断力性能						
軸圧縮力 (MPa)	3.351	軸力 > 0.1 f_c	Yes			
円形断面 N.A. の圆心からの距離 (mm)	363	引張鉄筋 (mm ²)	33565	Rho, w	0.0099	
基本コンクリートのせん断力 (MPa) v_b	0.871					Eq. 9-3
コンクリートのせん断力性能 (MPa) v_c	0.567	軸力 > 0.1 f_c : No, $v_c = 0$; Yes, v_c from				Eq. 9-44
最小 A_v : $v_n - v_c > 0.35$	$v_n - v_c =$	1.544	採用した $v_n - v_c =$	1.544	CI. 9.3.4.3	
必要せん断力を求め、コンクリートの負担できるせん断力を差し引いたせん断力を鉄筋が受けもつように必要せん断補強筋を配置する。帯鉄筋						
せん断に対する鉄筋 (mm ² /m) A_v	8727	($= (v_n - v_c) \times b \times 1000 / f_y$)	$A_v/2$	4364	径	間隔
						20
						24
						72
						104

せん断力の下限值 ($k=0.8$)

適用したせん断力 (MPa) v_n	1.874					CI. 9.3.1.1
						CI. 9.4.2.2
コンクリートのせん断力性能						
軸圧縮力 (MPa)	2.062	軸力 > 0.1 f_c ?	No			
円形断面 N.A. の圆心からの距離 (mm)	478	引張鉄筋 (mm ²)	35558	Rho, w	0.0105	
コンクリートの基本せん断力 (MPa) v_b	0.901					Eq. 9-3
コンクリートのせん断力性能 (MPa) v_c	0.000	軸力 > 0.1 f_c : No, $v_c = 0$; Yes, v_c from				Eq. 9-44
最小 A_v : $v_n - v_c > 0.35$	$v_n - v_c =$	1.874	採用した $v_n - v_c =$	1.874	CI. 9.3.4.3	
必要せん断力を求め、コンクリートの負担できるせん断力を差し引いたせん断力を鉄筋が受けもつように必要せん断補強筋を配置する。帯鉄筋						
せん断に対する鉄筋 (mm ² /m) A_v	10590	($= (v_n - v_c) \times b \times 1000 / f_y$)	$A_v/2$	5295	径	間隔
						20
						24
						59
						85

鉄筋のまとめ

帯鉄筋	直径	24	塑性ヒンジ領域での間隔 (mm)	85	丸鋼
塑性ヒンジ長 (mm)		2200			

塑性ヒンジ間の構脚

せん断と拘束に対する設計

設計外力		強度低減係数			
せん断力の上限值 ($k=1.3$)					
拘束に対する軸力	P^*	14000	曲げ	$\phi = 0.85$	構脚下端部設計用軸力
せん断に対する軸力 (kN)	P^*	12740	曲げ	$\phi = 0.85$	構脚上端部設計用軸力
せん断力 (kN)	V^*	7146	せん断	$\phi = 1$	
せん断力の下限值 ($k=0.8$)					
軸力 (kN)	P^*	7840	構脚上端部設計用軸力		
せん断力 (kN)	V^*	6343	せん断	$\phi = 1$	

橋脚断面

柱径 (mm)	D	2200		
鉄筋かぶり (mm)		50		
主鉄筋径 (mm)		40	主鉄筋径 + ふしの高さ (mm)	48
帯鉄筋径 (mm)		24	帯鉄筋径 + ふしの高さ (mm)	24 (丸編スパイラル筋使用)

コンクリートコア径		2100			
配置された主鉄筋の径 (mm)		2004	円形に加工した帯鉄筋の径 (mm)	2076	
総断面積 (mm ²)	Ag	3801327	コアの断面積 (mm ²)	Ac	3463606
Ratio Ag/Ac	1.098	Ag/Ac <= 1.5	採用 Ag/Ac =	1.098	Cl. 8.4.7.1

せん断面の径 (mm)		2076	せん断面積 (mm ²)	3384890	Cl. 9.3.1.1
-------------	--	------	--------------------------	---------	-------------

材料特性

綱の降伏応力度 (MPa)	fy	345	コンクリートの圧縮強度 (MPa)	fc'	26.5
m = fy/0.85fc'		15.32			

曲げに対する鉄筋

鉄筋断面積 (mm ²)	As	55292	Rho >=	0.015			
Selection 1	Bar dia. (mm)	db	40	鉄筋本数	44	間隔 (mm)	143

横構束筋

主鉄筋 sel. 1: Rho,t,m =	0.22278	Rho,t,m <= 0.4	採用した Rho,t,m =	0.223				
主鉄筋 sel. 1: Rho,s (Eq. 8-6) >	-0.00394							
主鉄筋 sel. 1: Rho,s (Eq. 8-7) >	0.00425	Rho,s =	0.00425	Hoop As (mm/m)	2255	帯筋径	20	139
帯鉄筋の最大間隔:		(Pier Dia.)/3	733			24	201	
主鉄筋 sel. 1:		6 x dia.	240	最大間隔			240	

せん断に対する鉄筋

等価正方形断面 (mm)	1950	b =	1950	d =	1736	
せん断力の上限值 (k=1.3)						
適用したせん断力 (MPa)	vn	2.111			Cl. 9.3.1.1	
円形断面 N.A.の圆心からの距離(mm)		363	引張鉄筋 (mm ²)	33565	Rho,w	0.0099
基本コンクリートのせん断力 (MPa)	vb	0.871			Eq. 9-3	
コンクリートのせん断力性能 (MPa)	vc	1.201			Eq. 9-6	
最小 Av : vn - vc > 0.35	vn - vc =	0.910	採用した vn-vc =	0.910	Cl. 9.3.4.3	
必要せん断応力を求め、コンクリートの負担できるせん断応力を差し引いたせん断応力を鉄筋が受けもつように必要せん断補強筋を配置する。	帯鉄筋					
せん断に対する鉄筋 (mm ² /m)	Av	5142	Av/2	2571	径	間隔
					20	122
					24	176

せん断力の下限值 (k=0.8)

適用したせん断力 (MPa)	vn	1.874			Cl. 9.3.1.1	
円形断面 N.A.の圆心からの距離(mm)		478	引張鉄筋 (mm ²)	35558	Rho,w	0.0105
基本コンクリートのせん断力 (MPa)	vb	0.901			Eq. 9-3	
コンクリートのせん断力性能 (MPa)	vc	1.112			Eq. 9-6	
最小 Av : vn - vc > 0.35	vn - vc =	0.762	採用した vn-vc =	0.762	Cl. 9.3.4.3	
必要せん断応力を求め、コンクリートの負担できるせん断応力を差し引いたせん断応力を鉄筋が受けもつように必要せん断補強筋を配置する。	帯鉄筋					
せん断に対する鉄筋 (mm ² /m)	Av	4308	Av/2	2154	径	間隔
					20	146
					24	210

鉄筋のまとめ

帯鉄筋	径	24	塑性ヒンジ領域外での間隔 (mm)	175	丸編
				死荷重 + 活荷重の要求よりもっときびしい。	

鉄筋の定着および継手 N.Z.S 3101 Section 7

引張鉄筋

基本定着長

主鉄筋径: db (mm)	40	Cl. 7.3.7.2
定着長パラメータ αa	1.0 通常の場合 1.0	
コンクリートの圧縮強度: f_c' (MPa)	26.5	
鉄筋の降伏強度: f_y (MPa)	345	
引張の基本定着長: L_{db} (mm)	1340	Eq. 7-2

定着長の増大

(i) 鉄筋のかぶりと間隔による増大		Cl. 7.3.7.3
鉄筋かぶり (mm)	74	
鉄筋間隔 (mm)	143	
C_m (mm)	74	
定着長パラメータ αc	1.175	Eq. 7-4

(ii) 横拘束筋による増大

横拘束筋の断面積: A_{tr} (mm ²)	201	
横拘束筋の間隔: s (mm)	200	
断面周りに均等配置された鉄筋の数: n	48	
定着長パラメータ αd	1.048	Eq. 7-5

引張の要求定着長: L_d (mm) $[= (\alpha b \times L_{db}) / (\alpha c \times \alpha d) \geq 300mm]$ 1089 Eq. 7-3 数字を丸めて1100とする。

(耐震設計においては αb は 1.0)

圧縮鉄筋

基本定着長

主鉄筋径: db (mm)	40	Cl. 7.3.9.2
コンクリートの圧縮強度: f_c' (MPa)	26.5	
鉄筋の降伏強度: f_y (MPa)	345	
圧縮の基本定着長: L_{db} (mm)	590	Eq. 7-6
制限: $L_{db} >$	200 より大きくする	Eq. 7-7
	552 より大きくする	Eq. 7-7
採用 L_d (mm)	590 上記制限を満足する	容易に基本定着長が満足された

圧縮継手に対する定着長

L_d (mm) $> (> 0.067 \times f_y \times db)$	925	Cl. 7.3.19.1
採用 L_d (mm)	925 $>$ 590	

フーチングと桁傘部における鉄筋継手

フーチングの高さ (mm)	3000	仮定値(条件として与えられていない)
桁傘の高さ (mm)	2200	仮定した桁構造高さ

Note: 標準フックは、 $\phi 32mm$ より大きな定着筋を使用できない。

鉄筋はフーチングおよび桁の外側面に出来るだけ近い所で標準フック定着をとる		Cl. 7.3.14.1
フックの曲げ半径 (mm) (鉄筋径の6倍以上)	240 (=40 × 6)	Cl. 7.5.3.2
	Table 7.1	
曲げ加工部端部からの必要長(90度フック: 鉄筋径の12倍以上)	480 (=40 × 12)	Cl. 7.3.2 (b)

フーチング/桁傘部の定着開始位置深さ:

8 × 鉄筋径 (mm)	320	Cl. 7.5.3.1
0.5 × フーチング奥行き (mm)	1500	
0.5 × 桁傘奥行き (mm)	1100	
フーチングへの必要定着長: (mm)	320 1500と320の小さい方	フーチングと桁傘は共に、要求された定着長の最小値を収容できる十分な厚さを持っている。 i.e. 構造高さ $>$ 320 + 1100 + かぶり
桁傘への必要定着長: (mm)	320 1100と320の小さい方	

橋脚鉄筋の径は、許容サイズ以下とする。:

フーチングにおける許容サイズ (mm)	143 OK	Cl. 7.5.3.3
桁傘における許容サイズ (mm)	105 OK	Eq. 7-17

鉄筋の継手

Cl. 7.3.17.1 & Cl. 7.5.1

継手の配置は、橋脚高の1/4にあたる長さを橋脚高さの中央にとる。
鉄筋継手は橋脚高の1/4長部分の上端と下端に50%ずつ配置する。

継手の拘束の照査:

帯鉄筋量: A_{tr} (mm ²)	452	Cl. 7.5.1.2 $f_s >$ 0.6 × 継手における f_y と仮定
帯鉄筋間隔: s (mm)	175	
制限: $A_{tr} >$	146 OK	Cl. 7.5.1.2

ラップ部での折り曲げ鉄筋の拘束

軸方向鉄筋がラップ部の内側に折り曲げられる場所では、拘束筋(フープ筋)を追加する。		Cl. 7.3.16.7
1:12勾配のクランク鉄筋		
それぞれの高さにおける重ね鉄筋の数。	22	
1鉄筋ごとの外側に向かう力 (kN)	54	
断面の半分を free bodyとして考慮する。		
帯方向の力 (kN)	149	
必要とされる帯鉄筋の追加量 (mm ²)	432	
供給される追加帯鉄筋	2 × R24	

帯鉄筋

帯鉄筋は、塑性ヒンジ領域で重ね結束をしてはいけない。 Cl. 7.5.1.4