

10. 海外の技術基準と比較設計

10-1 はじめに

アメリカ、ヨーロッパ、ニュージーランドといった、地震が橋梁等構造物の設計に大きく影響を及ぼす海外の国、地域における耐震設計では、キャパシティー (Capacity Design) が主流である。現状で最新と思われる上記海外の国・地域における耐震設計基準類としては、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: 以下、本章では Caltrans と記述する)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。

一方、日本では特に 1995 年 1 月 17 日の兵庫県南部地震を受けた後、各種の耐震設計基準類が改定され、地震時保有耐力法にもとづく耐震設計方法が主流となってきた。地震時保有耐力法は、非線形域の構造物の地震応答を考慮して行う耐震設計法であり、構造物の塑性変形を期待したものである。ここ数年程度の間、橋梁実務設計者においても地震時保有耐力法にもとづく耐震設計が定着してきており、当初あった設計における混乱がなくなり、設計精度のばらつきも少なくなってきたように思われる。

ふたたび海外に目を転じると、現在耐震設計の国際標準化への動きが活発化してきており、海外の耐震設計 (キャパシティーデザイン) と日本の耐震設計との調整が今後の大きな課題となってきている。

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。ここでの整理は、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」における過去 2 年間の活動成果^{6),7)}をベースに再度とりまとめたものであり、詳細については参考文献 6) および 7) を参照されたい。

また、本章ではニュージーランドの耐震設計と日本の耐震設計による橋脚の比較設計を行い、基準では必ずしも認識しきれない相違について考察を加えている。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。

10-2 道路橋示方書との比較から見た海外の耐震設計の特徴

海外の耐震設計基準について、道路橋示方書の耐震設計との比較から見た特徴を示す。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に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

海外基準における耐震性能の考え方を表 10.2.1 に示す。各基準とも、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。形の上では道路橋示方書と同様な2段階（ないしは3段階）での設計となっているが、現実的には海外基準では第2段階の地震動に対する要求事項を満足するならば、他の地震動レベルにおける要求事項も満足するといったことから、道路橋示方書のように2段階の両方に対して設計・照査は行わない。

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。Caltrans (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っても、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。Eurocode8及びニュージーランド基準では、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。

以上のように、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それほど大きな違いはないと思われる。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（表 10.2.2 に海外基準に示される構造物の地震時挙動区分の分類を整理している）。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、構造物に付与するじん性の程度や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。つまり、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。これらは、設計をする上で簡便な

表10.2.2 構造物の地震時挙動区分の分類

Caltrans (ATC-32)	ユーロコード	ニューローランド
<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箇所に限られる。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ぬ。</p> <p>(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と、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。</p> <p>(c) 弾性構造 (靱性を全く期待しない構造) これは、鉛直及び他方向の水平荷重との組み合わせを考慮した設計荷重下で弾性的のままであるものとする。</p> <p>(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 大地震によるエネルギーの吸収は、曲げ塑性ヒンジによる安定的塑性メカニズムを形成するか、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し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。全系の荷重変位関係は、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はかかれなければならない。 いくつかの支承部にゴム沓を用いる場合、他の支承部材で塑性ヒンジが形成された後、変位の増加にとまらぬ抵抗力が増加することもあるが、抵抗力の増加比率は少しでも低減するようすべきである。 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る限り多くの橋脚でほぼ均等に形成されれば、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。</p> <p>(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つたような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。</p> <p>(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。</p> <p>(c) 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。</p> <p>(d) 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。</p> <p>(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。</p> <p>(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。</p> <p>(h) ロッキングピニア上の構造物 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。</p> <p>(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>

方法であるが、設計で想定したじん性と設計計算の結果求められる構造物の変位量（応答変位）との関係には言及していない（海外基準のうち Caltrans においては、重要度が高い場合に機能評価ということで耐震性照査を行うこととなっている）。これは、設計で想定するじん性率が3～4程度の場合が多く、この程度であれば構造物の応答変位を照査しなくても、構造物に過度な変形が発生しないという実験をベースとした検証にもとづく判断によるものである¹⁰⁾。この点に関して道路橋示方書では、具体的に計算を基本としてじん性率を求めているため、構造物に作用する荷重と発生する変位の両方に配慮しており、海外の基準類の考え方とは異なる。

（2）地盤種別

道路橋示方書、Eurocode8、Bridge Manual は地盤を3種類に分類しており（表 10.2.3 参照）、Caltrans (ATC-32) は6分類（表 10.2.4 参照）、AASHTO は4分類（表 10.2.5 参照）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、Caltrans (ATC-32) はせん断波速度と非排水せん断強度等の指標を組合せて分類し、Bridge Manual は固有周期以外に層厚・非排水せん断強度・N 値を指標としている。道路橋示方書および Bridge Manual は、地層構成や各層の特性値（せん断波速度、N 値、せん断強度など）を考慮した、表層地盤の震動特性を固有周期により定義しているのに対して、その他の海外基準では、地盤の固さ・柔らかさをせん断波速度や非排水せん断強度で割り切って評価しており、表層地盤の震動特性といった視点を持っていない分類である。このことは、ここで対象とした海外基準の国・地域の地盤は、日本とは異なり、比較的単純な地層構成と物性を有していることを示しているとも考えられる。

表 10.2.4 Caltrans (ATC-32) の地層タイプ^注

地層タイプ	地層の説明
A	硬岩。せん断波速度は $V_s > 5000 \text{ ft/s}$ (1500 m/s)
B	岩。せん断波速度は $2500 < V_s \leq 5000 \text{ ft/s}$ ($760 < V_s \leq 1500 \text{ m/s}$)
C	軟岩と非常に密接な地盤。せん断波速度は $1200 < V_s \leq 2500 \text{ ft/s}$ ($360 < V_s \leq 760 \text{ m/s}$) または、標準貫入抵抗 $N > 50$ か非排水せん断強度 $S_u > 2000 \text{ psf}$ (100 kPa) のいずれか
D	硬い地盤。せん断波速度は $600 < V_s \leq 1200 \text{ ft/s}$ ($180 < V_s \leq 360 \text{ m/s}$) または、標準貫入抵抗 $15 \leq N \leq 50$ か非排水せん断強度 $1000 \leq S_u < 2000 \text{ psf}$ ($50 \leq S_u < 100 \text{ kPa}$) のいずれか
E	せん断弾性波速度 $V_s < 600 \text{ ft/s}$ (180 m/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 $S_u < 500 \text{ psf}$ (25 kPa) で定義される地盤が 10 ft (3 m) 以上の地層
F	建設地点に特有な評価を必要とする地盤 ①地震荷重下で破損または崩壊しやすいような地盤。すなわち、液状化地盤、非常に鋭敏な粘土、あまり固結しておらず崩壊しやすいような地盤。 ② 10 ft (3 m) 以上の厚さがある、PEAT または非常に組織的な粘土層 ③ 25 ft (8 m) 以上の厚さがある、非常に塑性的な粘土層 ④ 120 ft (36 m) 以上の厚さがある、中程度～柔らかい粘土層

注) 地層タイプは正確に実証された地質データに基づいて決定する。

表 10.2.3 耐震設計上の地盤種別

<p>道路橋示方書 V耐震設計編 (1996)</p>	<p>EUROCODE8 (1994)</p>	<p>Bridge Manual/NZS3101 (1995)</p>
<p>I種地盤 微小ひずみ時のせん断剛性を求めてられるせん断振動系としての基本固有周期 T_G が 0.2 秒より短い地盤。</p>	<p>クラス A 表層では最大でも 5m の軟弱層を含む、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が少なくとも数 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、あるいは過剰締め固め粘土から成る強固な堆積層</p>	<p>地盤カテゴリー (a) 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 ・基盤: 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)</p>
<p>II種地盤 微小ひずみ時のせん断剛性を求めて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</p>	<p>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</p>	<p>地盤カテゴリー (b) 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</p>
<p>III種地盤 微小ひずみ時のせん断剛性を求めて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</p>	<p>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</p>	<p>地盤カテゴリー (c) 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) ・比較めかたい 25~50 層厚 25 ・かたい 50~100 層厚 40 ・とてもかたい 100~200 層厚 60 (砂質土) N 値 ・ゆるい 4~10 層厚 40 ・比較的密 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</p>

表 10.2.5 AASHTO (1996) の地盤の分類

地盤種別	内 容
地盤タイプ I	岩盤 ($V_s \geq 760\text{m/s}$)、または深さが 60m 以内の硬い地盤。
地盤タイプ 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。
地盤タイプ 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。
地盤タイプ 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った盛土も含まれる。

(3) 設計地震力

国・地域によって地震の様相は異なったものとなるため、設計地震力は、道路橋示方書および各海外基準で相違がある。これは、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に起因すると思われる。

弾性設計地震力（設計水平震度ないしは加速度応答スペクトル）の最大値としての比較をすると、道示以外の基準類では、地盤種別の違いによらず概して Eurocode8 が大きな値（最大で 2.5G 程度）となっている。また、Caltrans (ATC-32) においては、地層タイプやマグニチュードおよび基盤での想定最大加速度にもとづき与えられ最大で 1.8G~1.9G 程度とやはり大きな値を与える。AASHTO では、最大で 1.5G 程度であり、NZ 基準では最大で 1.2G 程度となり、先のふたつの海外基準類よりはやや小さめな値を与えている。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（タイプ II 地震動で 2G）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の）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。特に、海外では荷重低減係数にもとづき求められる非線形地震力に対して、最小値規定がないものやあってもかなり小さいものがあり、道路橋示方書や Caltrans (ATC-32) のように $k_{he}=0.4$ ほど大きくはない。

表 10.2.6 に、耐震設計に用いる地震力の算出に関する係数等（地域、重要度、地盤種別に関わる係数）に着目した、道路橋示方書とその他基準類との比較を整理して示す。同表には、非線形地震力の算出方法や鉛直地震力の取り扱いなども示しており、前者では、道路橋示方書のみがエネルギー一定則にもとづき低減をするのに対して、海外基準は変位一定則（荷重低減係数で除す）にもとづいていることがわかる。また、後者においては道路橋示方書では支承部設計のみに考慮しているが、Caltrans (ATC-32) と Eurocode8 では、橋脚の耐震設計において水平地震力の 0.5~0.7 倍程度の鉛直地震力を考慮しているといった特徴が見られる。

(4) 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

表 10.2.6 耐震設計に用いる地震力等

地震力を設定する 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_1	地盤種別 C_g	減衰定数 C_b	
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。	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。 $C_D = \frac{1.5}{40T+1} + 0.5$	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。 $k_v = 0.5k_{hc}$ 保耐法タイプII $k_v = 0.67k_{hc}$
Caltrans (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 地盤種別に応じて変化 させている。 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。 $C_g=1.0, 1.2, 1.5, 2.0$		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。			
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。 $C_1=1.30, 1.00, 0.70$	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 $0.7 \sim 0.5$ 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。 $C_1=1.30, 1.15, 1.00$	加速度応答スペクトル のレベルや周期特性を 地盤種別に応じて変化 させている。 なお、地盤種別に応じ 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 S_e を変位 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。

にもとづき地震力の低減が為されているのに対して、海外基準では変位一定則の考え方を
用いた地震力の低減を行うことが一般的となっている。そのため、荷重低減係数の比較に
おいては、道路橋示方書の許容塑性率を調整する必要がある。表 10.2.7 に荷重低減係数
の比較を整理して示すが、荷重低減係数の最大値は、Caltrans (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。同表にもあるように、海外基準類の荷重低減係数
は、構造形式・構造部位や塑性ヒンジの想定位置などにより目安となる数値が決められて
おり、特に Caltrans (ATC-32) と Eurocode8 では限定的なじん性を期待する構造と最大
限にじん性を期待する構造に応じて区別しているところが特徴的である。

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、Caltrans (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 Caltrans (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、
Caltrans (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 Caltrans
(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、海外基準に比べて道路橋示
方書における耐震設計は、ワンランク上のきびしさを有していると考えられる。

(5) 残留変位と P~ Δ 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見当たらず、逆に海外基準類に
は規定されている P~ Δ 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。

一方、海外基準類における P~ Δ 効果の設計への反映は、死荷重反力等による橋脚部な
どへの付加曲げモーメントを考慮するといったものである。すなわち、一般論としては、
海外の橋脚の断面寸法は、日本の道路橋のそれに比べて小さめでありことと、海外基準は
ベースが建築構造であることが背景にあるため、耐震設計における考え方に違いが生じて
いるものと思われる。

P~ Δ 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もあり得る。した
がって、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
生する場合には、P~ Δ 効果を考慮した構造物の耐震安全性照査を行うといったことも、
今後は考えられるのではないだろうか。

(6) 設計計算法

表 10.2.8 に耐震設計に用いる計算法について整理している。同表より、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ことがわかる。

表 10.2.7 (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 $R = \sqrt{2\mu - 1}$ 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。																																																																																														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th colspan="3">M=6.5±0.25</th> <th colspan="3">M=7.25±0.25</th> <th colspan="3">M=8.0±0.25</th> </tr> <tr> <th>g</th> <th>C</th> <th>D</th> <th>E</th> <th>C</th> <th>D</th> <th>E</th> <th>C</th> <th>D</th> <th>E</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.1</td> <td>0.45</td> <td>0.46</td> <td>0.44</td> <td>0.53</td> <td>0.56</td> <td>0.56</td> <td>0.69</td> <td>0.71</td> <td>0.71</td> </tr> <tr> <td>0.2</td> <td>0.44</td> <td>0.49</td> <td>0.64</td> <td>0.53</td> <td>0.55</td> <td>0.74</td> <td>0.61</td> <td>0.65</td> <td>0.85</td> </tr> <tr> <td>0.3</td> <td>0.43</td> <td>0.50</td> <td>0.73</td> <td>0.51</td> <td>0.55</td> <td>0.76</td> <td>0.64</td> <td>0.65</td> <td>0.98</td> </tr> <tr> <td>0.4</td> <td>0.47</td> <td>0.50</td> <td>0.87</td> <td>0.56</td> <td>0.59</td> <td>0.93</td> <td>0.62</td> <td>0.66</td> <td>1.04</td> </tr> <tr> <td>0.5</td> <td>0.46</td> <td>0.50</td> <td>—</td> <td>0.53</td> <td>0.62</td> <td>—</td> <td>0.59</td> <td>0.70</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>0.6</td> <td>0.44</td> <td>0.50</td> <td>—</td> <td>0.54</td> <td>0.64</td> <td>—</td> <td>0.60</td> <td>0.76</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>0.7</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>0.66</td> <td>0.76</td> <td>—</td> <td>0.71</td> <td>0.80</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table>						M=6.5±0.25			M=7.25±0.25			M=8.0±0.25			g	C	D	E	C	D	E	C	D	E	0.1	0.45	0.46	0.44	0.53	0.56	0.56	0.69	0.71	0.71	0.2	0.44	0.49	0.64	0.53	0.55	0.74	0.61	0.65	0.85	0.3	0.43	0.50	0.73	0.51	0.55	0.76	0.64	0.65	0.98	0.4	0.47	0.50	0.87	0.56	0.59	0.93	0.62	0.66	1.04	0.5	0.46	0.50	—	0.53	0.62	—	0.59	0.70	—	0.6	0.44	0.50	—	0.54	0.64	—	0.60	0.76	—	0.7	—	—	—	0.66	0.76	—	0.71	0.80	—
		M=6.5±0.25			M=7.25±0.25			M=8.0±0.25																																																																																							
	g	C	D	E	C	D	E	C	D	E																																																																																					
	0.1	0.45	0.46	0.44	0.53	0.56	0.56	0.69	0.71	0.71																																																																																					
0.2	0.44	0.49	0.64	0.53	0.55	0.74	0.61	0.65	0.85																																																																																						
0.3	0.43	0.50	0.73	0.51	0.55	0.76	0.64	0.65	0.98																																																																																						
0.4	0.47	0.50	0.87	0.56	0.59	0.93	0.62	0.66	1.04																																																																																						
0.5	0.46	0.50	—	0.53	0.62	—	0.59	0.70	—																																																																																						
0.6	0.44	0.50	—	0.54	0.64	—	0.60	0.76	—																																																																																						
0.7	—	—	—	0.66	0.76	—	0.71	0.80	—																																																																																						
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 10.2.7 (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 $R = \mu$ 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10.2.8 耐震設計に用いる解析法

解析法の種類	道路橋示方書	Caltrans (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) ③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 最小限要求される解析法	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	重要度 形状 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 ① or ② ③	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とみなされる。 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いく、各ピアの有効質量が橋脚が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、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°以上の曲線橋 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) ロッキングピアを持つ橋
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(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) 1) 斜張橋、吊橋などのケーブル橋の橋 2) 上・中路式アーチ橋 3) 免震設計を採用した橋 4) コンクリートを充填しない鋼製橋脚 5) 上下方向地震動の影響を検討する場合 6) 特殊な形状、構造の橋脚や上部構造を有する橋 7) 一方の桁の慣性力が他方のけたに伝わることによる影響を検討する場合 8) 採用事例のない新形式の橋	重要度 形状 機能照査 安全性照査	規則的な橋の条件 径間数 2 3 4 5 6 90 90 90 3 2 1.5 - 4 3 2 隣接する橋脚間比		
非線形動的解析の適用法	非線形動的解析にもとづく耐震設計・照査は一般的となってきた。 非線形動的解析による設計変位や設計荷重等は、弾性解析の80%を下回らない範囲で用いる。	非線形動的解析による設計変位や設計荷重等は、弾性解析の80%を下回らない範囲で用いる。	非線形動的解析の利用は一般的ではない。	非線形動的解析は応答スペクトル法と併用して行われ、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は構造物の耐震性能ごとに規定されているが、非弾性時刻歴解析の最大許容値を上回ってはならない。

動的解析については、海外基準類に道路橋示方書ほどの方法や条件についての記述は見られず、特に実務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場所も見られるが、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。海外では実のところ、それほど大きな変形性能を構造物に付与してはならず、また実質的な設計地震力が日本に比べて小さいことから（変位一定則を適用することのメリット）、設計された構造物の耐震挙動は、日本の構造物に比べてそれほど複雑なレベルには至らない。すなわち、海外基準類における構造物の耐震挙動は、実験をベースとした検証でカバーできる範囲であり、計算による挙動照査を必要としないレベルであるといった意識が背景にあるように思われる。

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。ちなみに、時刻歴応答解析に用いる地震波については、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といった方法を適用することが多いようである。すべての基準で、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。

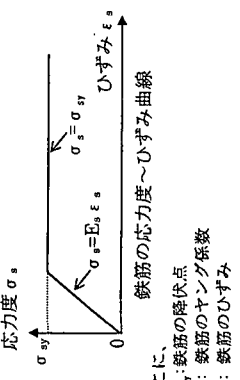
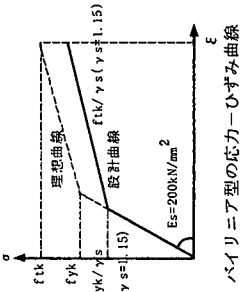
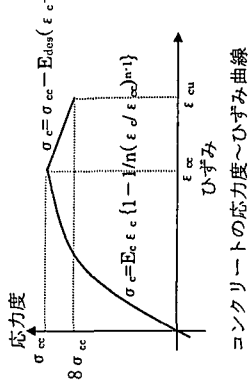
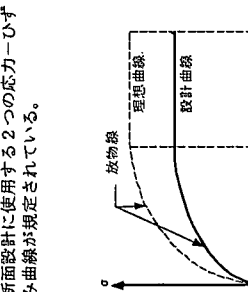
また、耐震設計計算における地震荷重の重ね合わせについて、道路橋示方書と海外基準類に明確な違いがある。すなわち、道路橋示方書以外の4つの基準とも、水平2方向の載荷による断面力を組み合わせるものとしている。組み合わせ法は、主方向の地震力に対し、直交する成分では30%（Caltransでは40%）を考慮するものとしている。ただし、Bridge Manualでは直交する水平2方向（X軸100%とY軸30%）の自乗和平方根をとることとなっているため、実質的にはX軸方向に104%（ $\sqrt{100\%^2+30\%^2}$ ）の荷重を考慮する程度のものであり、他の海外基準と大きく異なる点である。なお、Eurocode8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、CaltransとEurocode8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。

（7）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（表10.2.9のM～ ϕ 計算法の比較を参照）。コンクリートの横拘束効果についての知見は海外において先行し、その理論を確立したものであるが、具体的設計基準にはそれが必ずしも反映されていない。実際に海外の実務設計では、コンクリートの横拘束効果を考慮した設計計算は実施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

表 10.2.9 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>Caltrans (ATC-32) (1996)</p>	<p>AASTHO (1996)</p>	<p>EUROCODE8 (1994)</p>	<p>Bridge Manual/NZS3101 (1995)</p>
<p>規定内容</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の合力と鉄筋の引張力の合力が釣り合う中立軸を求める。 1) 離れ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。 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。 曲率はコンクリートの圧縮ひずみを中立軸までの距離で除して算出する。</p>	<p>以下の仮定に基づく等価応力ブロック法 か積分計算による。 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>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>曲げ耐力の算定法は日本と同様の手法である。</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_u: 鉄筋の降伏点 E_s: 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、$\epsilon_s < 0.015$ とする。</p>	<p>日本と同じ</p>	 <p>日本と同じ。</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_c: コンクリートの設計基礎強度 ϵ_c: コンクリートのひずみ E_c: コンクリートのヤング係数 $n = E_c \epsilon_{cc} / (E_c \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$ $\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \alpha \rho_s \sigma_{sy}$ $\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \rho_s \sigma_{sy} / \sigma_{ck}$ $\epsilon_{cu} = \begin{cases} \epsilon_{cc} & \text{(タイプ I の地震動)} \\ \epsilon_{cc} + 0.2 \sigma_{cc} / E_{des} & \text{(タイプ II の地震動)} \end{cases}$ $E_{des} = 11.2 \sigma_{ck}^2 / \rho_s \sigma_{sy}$ ρ_s: 横筋の体積比 σ_{sy}: 縦筋の降伏点 α, β: 断面補正係数: (円形断面: $\alpha=1.0, \beta=1.0$; 矩形および中空円形断面: $\alpha=0.2, \beta=0.4$)</p>	<p>1) コンクリートの応力-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_{ce} (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。 $f_{ce} = 1.3 f_{cc}$ $f_{ye} = 1.1 f_y$ 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-ひずみ関係は、矩形、台形、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>放物線 理想曲線 設計曲線</p> <p>矩形放物線の応力-ひずみ曲線</p> <p>理想曲線 設計曲線</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-ひずみ関係は、矩形、台形、放物線あるいは実験結果と一致する他の形状とする。</p>

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、独自の計算法を取り入れた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。これは、海外基準が建築構造物をベースとして成り立っていることが背景にあると考えられ、日本の道路橋のように大断面橋脚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、日本の構造物耐震設計になじまないかもしれない。

(8) 基礎設計（鉄筋コンクリート構造）

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。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。

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具体的で緻密なものとなっている。取り扱う地盤や基礎形式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。特に、地盤と基礎構造体の塑性化を構造設計計算に取り込んでいる点に関しては、海外基準には見られない技術的特徴であるといえる。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。

(9) 免震設計

免震設計については、海外、日本ともにそれほど歴史は深くはなく(海外で30年弱、日本で20年弱)、比較的最近になって基準類として整備されてきている。免震設計についても海外は日本に先行して技術開発を行い、実構造物への適用実績を少しずつ増やしてきたが、ここ数年で日本が世界を追い越すといった状況になってきている。

表10.2.10に免震装置とその設計計算法等について整理しているが、免震設計の考え方には、道路橋示方書と海外基準類で基本的に大きな違いはないと考えられる。設計において重要な、支承を構成する積層ゴムのせん断ひずみに関する許容値については、道路橋示方書がアメリカやヨーロッパよりもいくらか大きくなっているようである(地震時保有水平耐力法レベルで250%)。また、AASHTOとEurocode8では、地震時の照査において回転の影響によるせん断ひずみを、圧縮力および水平力によるせん断ひずみと合算させており、道路橋示方書と異なっている。地震荷重が海外より大きな日本においては、よりおおきな水平力による積層ゴムのせん断ひずみを許容できる方が設計において有利である。これには、支承の耐震性能を高めるための精度の高い製造技術必要であり、日本のこの分野での

表 10.2.10 (1) 免震装置とその設計計算法等

	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てきた以下の免震支承としている。</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) ○ 高減衰積層ゴム支承 (HDR) 	<p>規準・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"> ○ 鉛プ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>規準・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 ○ 鉛押し型ダンパー ○ 鋼製片持ち式曲げ棒ダンパー ○ 鉛プ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> $\xi_j = \frac{1}{2\pi} \times \frac{\text{Total Area}}{k_{max} d_{Ed}^2}$ <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> $\frac{k_d}{k_r} = 1 + 12 \frac{A_p}{A_r}$ $k_r = k_b \left(\frac{A_r}{A_g} \right)$ $k_u = 6.5 k_d$ $Q_d = F_1 \left(1 - \frac{k_d}{k_u} \right) = 0.85 F_1$ $F_1 = f_{pb} A_p$ <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: 鉛プラグの断面積 A_r: 鉛プラグを控除したゴムの断面積 A_p: 鉛プ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 10.2.10 (2) 免震装置とその設計計算法等 (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。 <table border="1" data-bbox="654 1581 793 1935"> <thead> <tr> <th>固有周期差比 $\Delta T/T_1$</th> <th>c_B</th> </tr> </thead> <tbody> <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> </tbody> </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> $\frac{8AS_j T_{eff}}{B} \text{ (inches)}$ $\frac{200AS_j T_{eff}}{B} \text{ (mm)}$ <p>1 inch (25mm)</p> <p>ここで、</p> <ul style="list-style-type: none"> A: 加速度係数 S_j: 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> $\gamma = \frac{u_B}{\sum_{i=1}^n t_{ei}}$ <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>ゴム支承のせん断ひずみの制限値は以下の通り。</p> $\gamma_c \leq 2.5$ $\gamma_c + \gamma_{s,s} + \gamma_r \leq 5.0$ $\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_r \leq 5.5$ <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 γ_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>								

技術力は世界のトップであるといえる。

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いくらか異なり、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（特に、軟弱地盤の程度がどのようなものであるか）を十分吟味する必要はあるが、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。

(10) 落橋防止システム等

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。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。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である。

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。けたかかり長についての具体的な比較は困難であるが、基本条件をできるだけ統一して試算する限りでは、道路橋示方書によるけたかかり長は海外基準より概して大きな値となるようである。

落橋防止構造としては、日本と同様に海外においても基本的に移動制限装置（せん断キ一等の突起構造）や桁連結装置が用いられている。また、海外の基準類では鉛直地震力が死荷重反力の 50%を越える場合に対して、鉛直方向移動制限装置（Hold-down devices）を備え付けるよう規定されている。これは、道路橋示方書における支承本体と上下部構造を結合させるボルト等の取り付け部材を上揚力に対して耐えるように設計することと意味合いがいくらか異なっている。落橋防止構造の設計耐力において、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のに対して、海外の基準類は、概ね 1G より小さな耐力が要求されているものと思われる（設計地震力程度で、海外における現実的地震力を考慮したもの）。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、基本的の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。

10-3 ニュージーランド基準と道路橋示方書における橋脚の比較設計

(1) 概要

道路橋示方書の耐震設計と海外の耐震設計の違いについて、橋脚設計にもとづき検討した。本検討の目的は、設計諸元の違いがどのようなものであるかということよりは（設計基準が異なるので、結果に相違がでるのは当然である）、設計基準を運用して実施する設計行為において見えてくる考え方や判断の違い等に着眼した比較を行うことである。ここでは海外の耐震設計基準として、ニュージーランドを対象とした。なお、ニュージーランド基準にもとづいた具体的な設計計算は、同国を代表する建設コンサルタント”Opus International Consultants Limited”の設計主任 Donald Kirkcaldie 氏（ドナルド・カコーディ）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 (New Zealand 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、じん性（荷重低減係数）、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物に関して材料強度、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。

ここでの試設計比較においては、基本条件として橋脚形式・規模、上部構造重量（死荷重）および材料特性を統一している。その他の各種条件等（設計地震力、計算方法、じん性率（荷重低減係数）や応力～ひずみ関係など）については、それぞれの基準に従って設定している。

(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：道路橋示方書 I 種地盤相当）

<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)

上記の共通基本条件に加えて、ニュージーランド基準および道路橋示方書にもとづいた

設計を行う上で、表 10. 3. 1 に示すいくつかの条件を別途設定している。なお、本試算検討では、橋梁構造としてピルツ橋を想定している（これは、ニュージーランド/カンタベリィー大学の Park 教授の論文¹¹⁾にある構造をイメージしたものである）。

表 10. 3. 1 個別設定の設計条件等

	ニュージーランド基準	道路橋示方書	備考
全幅員	20. 25m	20. 25m	
有効幅員	19. 55m	19. 25m	
車線数	5	4 (上下 2 車線)	
車線幅	3. 91m (Bridge Manual による)	3. 75m	
土被り厚	2m	2m	
地震荷重作用方向	①(1.0 橋軸方向+0.3 直角方向) ^{0.5} ②(0.3 橋軸方向+1.0 直角方向) ^{0.5}	橋軸直角方向	
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	単中形式であるため、通常通りに地震時保有水平耐力法を適用する (動的解析は行わない)	
設計耐用年数	100 年 (Bridge Manual による)	特に明確なものはない	
コンクリートかぶり	50mm (NZS3101 による)	70mm	
橋脚柱径の初期設定	2. 2m (Opus の設計実績に基づくもの)	3. 3m (震度法から決まる寸法)	

(3) ニュージーランド基準による設計計算の流れおよびポイント

ここで実施した設計計算は、図 10. 3. 1 に示すような流れになっていると考えられる。以下には、設計計算の流れにおける重要なポイントについて説明する。

1) 活荷重に対する要求性能の算出

a) 留意すべき前提条件

ここで対象とした橋梁構造は、幅員が比較的大きい場合ということで、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であり、それを満足させることが橋脚に求められる性能であるといった方針で設計された。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、ここで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）を基本的に設定している。つまり、橋脚が保有すべき耐力（曲げ）は活荷重作用時において必要レベルが確保されるため、地震荷重に対してはあまり大きな塑性ヒンジによるエネルギー吸収効果（大きなじん性率 μ に等価）を発揮させる必要がないことになる。常時荷重（ここでは活荷重）に対して橋脚柱の保有曲げ耐力を決めているため、地震時に対してはこの曲げ耐力より小さな発生曲げモーメントとなるようなじん性率 μ （荷重低減係数）を設定するということになる（ここでの試算設計では、必要耐力が大きいため、小さなじん性率 μ を設定すればいいことになる）。

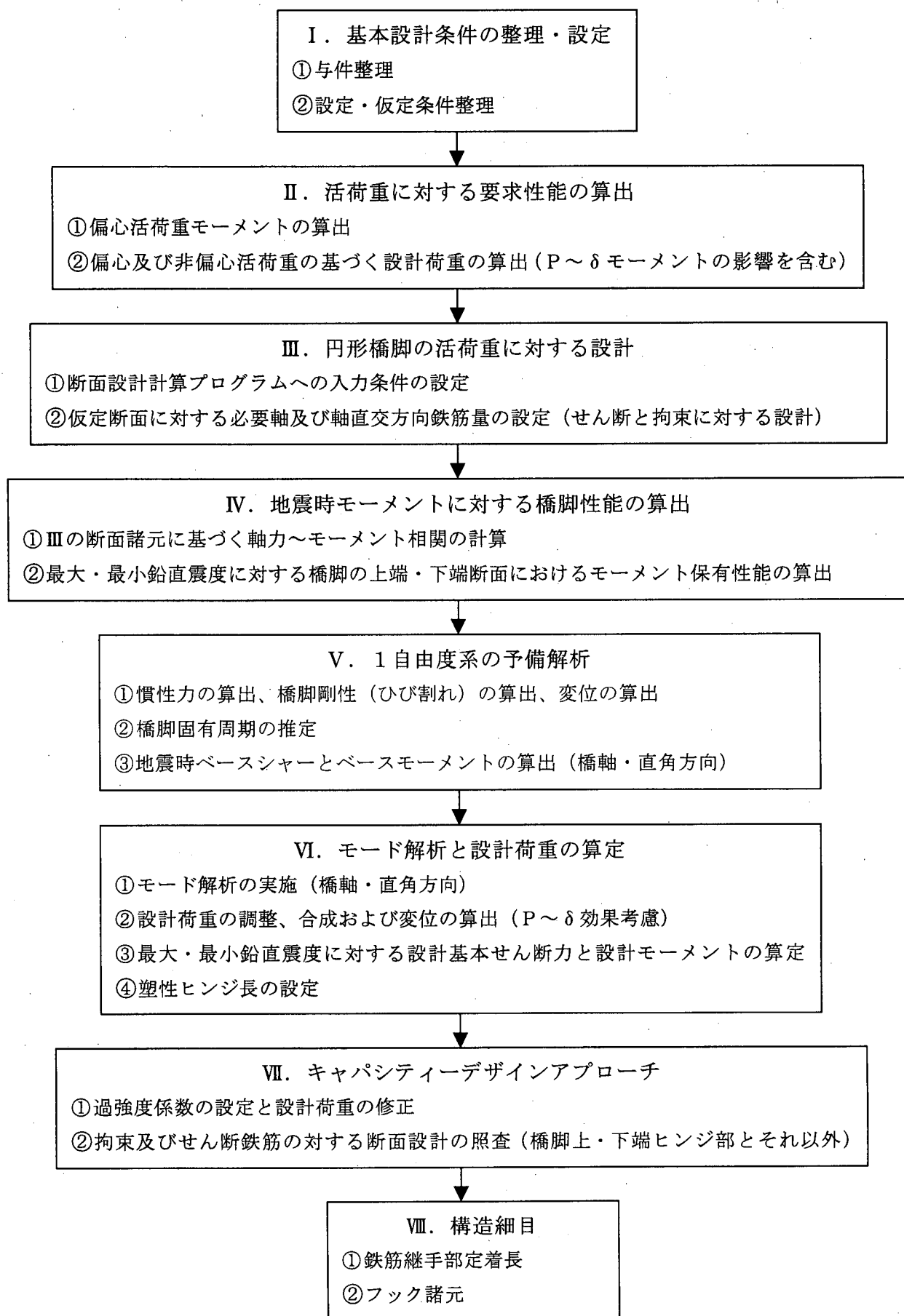


図 10.3.1 ニュージーランドの設計基準に基づく橋脚試設計の流れ

これは、ニュージーランドの設計が終局荷重時をベースとして成り立っているということである。ニュージーランドにおいては通常、地震荷重に対する設計では、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）を期待し、ある程度大きなじん性率を設定して、必要耐力を小さくするといった考え方がとられる。したがって、地震荷重以外が設計の支配荷重となる場合は、構造物に付与される保有耐力は地震荷重によるそれより大きくなるといったことが起こりえるようである。

地震荷重より常時荷重が支配的となることは、日本においても場合によってはありえるかもしれない。しかし、ここでの試設計例にある橋梁上部構造幅員に対してであれば、日本では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ため、ニュージーランドと大きく異なるところである。ちなみに、ニュージーランドにおいても日本と同様に、使用荷重時と終局荷重時に対するチェックを行うように規定されているが、基本的には終局荷重時に対する設計・照査のみを実施しているようである。

表 10.3.2 終局荷重作用時の荷重の組合せ

Bridge Manual (NZ)	道路橋示方書	備考
1.35 (DL+1.67LL×I)	1.3DL+2.5 (LL+I)	DL：死荷重
1.20 (DL+LL×I)	1.0DL+2.5 (LL+I)	LL：活荷重
1.35 (DL+LL×I)	1.7 (DL+LL+I)	I：衝撃

b) 設計荷重の算出

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。さらに、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～Δ効果を考慮した橋脚に対するP～Δモーメント（1次P～Δモーメント）と、偏心活荷重P～ΔモーメントによるP～Δモーメント（2次P～Δモーメント）を求める（後者の2次モーメントはかなり小さな値であるが、これもきっちり考慮している）。P～Δ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（有効剛性）、片持ちばりの変形量として求められる。ここで、橋脚の断面2次モーメントIは有効値Ie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 $N^*/fc'Ag > 0.5$ に対しては0.8、 $N^*/fc'Ag=0.2$ に対しては0.6、 $N^*/fc'Ag=-0.05$ に対しては0.4とする目安値が示されており、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。

最終的に設計荷重（ここでは、設計モーメント）は、偏心モーメントに1次P～Δモーメントと2次P～Δモーメントを加えて求められる（常時荷重に対して要求される最小モーメント性能）。道路橋示方書では、P～Δモーメントを設計に考慮することは一般には行わない。さらに、道路橋示方書では、橋脚柱の総断面2次モーメントの低減率の目安値なるものはないが、非線形性を計算で評価しているため、より計算精度が高くなっているといえる。

2) 地震時モーメントに対する橋脚性能の算出

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柱断面の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。ニュージーランド以外の海外の耐震設計基準では、道路橋示方書にあるようなせん断破壊先行型の設計といった考え方はなく、終局限界状態において曲げ破壊となる設計を行う。そのため、曲げ耐力の算出において、強度低減係数（曲げ耐力では 0.85）を考慮するのは、設計で想定した耐力と出来上がった構造物が実際に保有する耐力は必ずしも同じではなく、材料のばらつきや施工の影響により設計値より小さめとなる場合があり得ることへの配慮と考えられている。

3) 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り、道路橋示方書と同様な考え方がとられている。

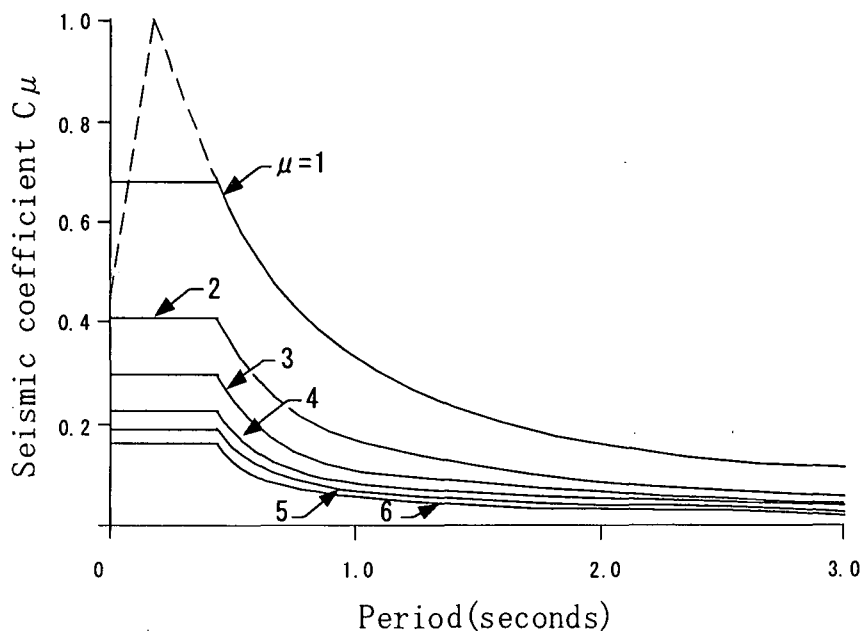
$$V = C_{\mu} Z R S_p W_d \quad (\geq 0.05 W_d) \dots\dots\dots (10.3.1)$$

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 10.3.2 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} から求められたものである。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で必要耐力を小さく留めることが耐震設計においては合理的となる。しかしながら、ここでの試設計では活荷重が設計上クリティカルとなるため、終局荷重作用時に対する橋脚の耐力は大きく、耐震設計としてねばりを考慮することで必要耐力を小さくする必要はない。

ここで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と判断されたため、次に示すような動的解析（応答スペクトル法）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ている。



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	

図 10.3.2 基本設計地震係数 C_μ (硬質地盤)

4) モード解析と設計荷重の算定

モード解析における解析モデルを図 10.3.3 に示す。モード解析に用いる設計地震スペクトルは、図 10.3.2 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。

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。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。一方、 S_{m2} は、式 (10.3.1) 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。

$$S_{m2}=V/V(\text{base1}) \dots\dots\dots (10.3.2)$$

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。

5) 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% および必要鉄筋量より若干多くなる実際の使用鉄筋量分 2% 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 ($=1.25 \times 1.10 \times 1.02 / 0.85$) とされる⁵⁾。

これにより設計荷重として、設計せん断力は設計基本せん断力に過強度係数 1.65 を乗じて得られる。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、道路橋示方書のようなせん断破壊先行型の設計はないため、間違いなく曲げ破壊となるようにしている。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¹²⁾。

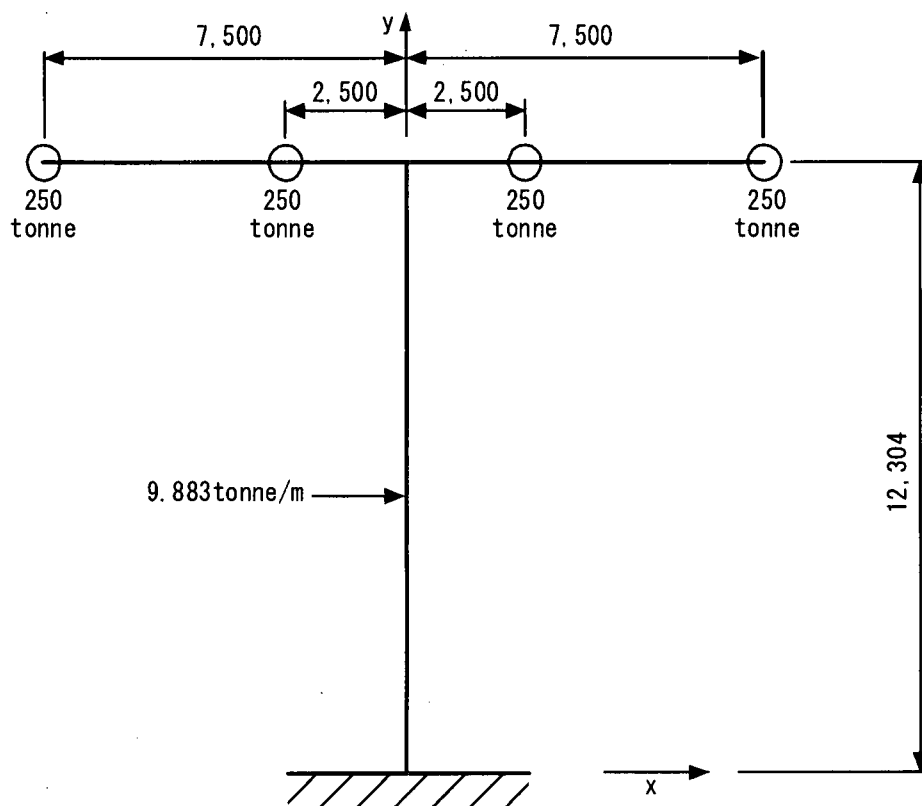


図 10. 3. 3. (a) 橋軸直角方向 動的解析モデル

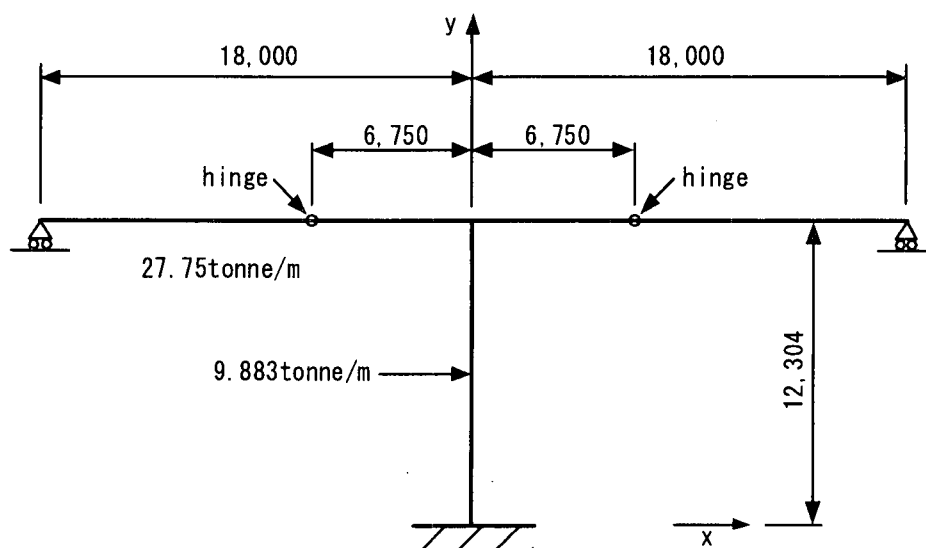


図 10. 3. 3. (b) 橋軸方向 動的解析モデル

b) 拘束及びせん断鉄筋に対する断面設計の照査

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、せん断力の上限値（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、せん断力の下限値（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。

6) 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。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。

(4) 設計結果の比較

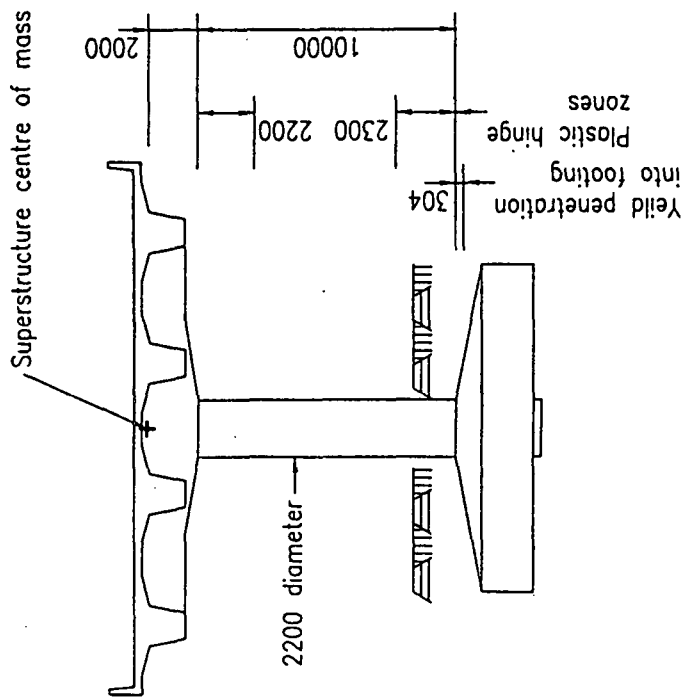
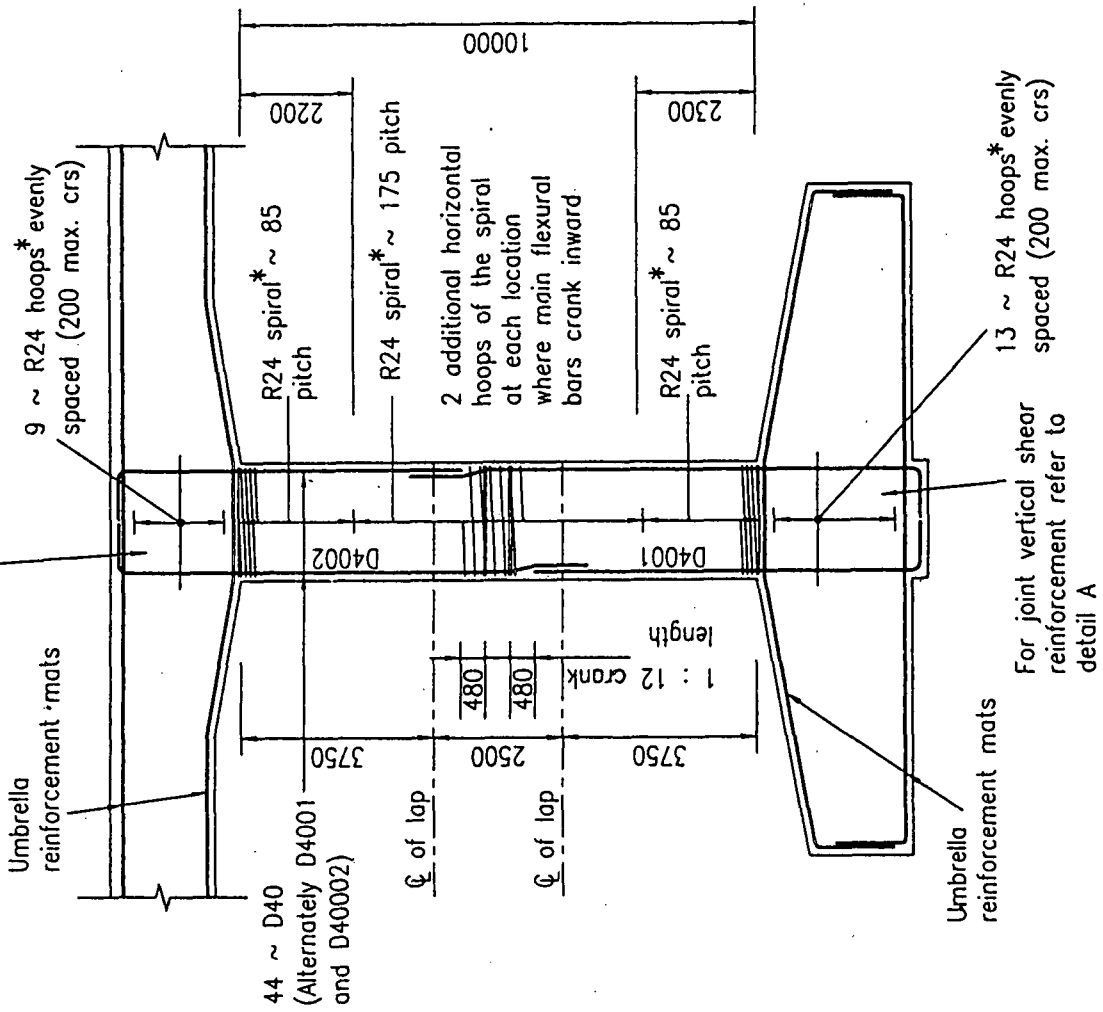
前述したニュージーランド基準（NZ 基準）に準じて設計された橋脚の構造図面を、図 10.3.4～図 10.3.5 に示す。また、道路橋示方書（道示）に準じて設計した橋脚の構造一般図を、図 10.3.6 に示す。表 10.3.3 に両基準にもとづいた試設計結果について主要項目の比較を示す。なお、道示では橋軸直角方向についてのみ設計している。

表 10.3.3 試設計結果の比較（主要項目）

比較項目	ニュージーランド	道路橋示方書	備考
柱直径	2.2m	3.3m（震度法で決定）	
塑性ヒンジ長	2.3m（柱下端） 2.2m（柱上端）	1.65m	
主鉄筋	D40 44本（1段：ctc143）	D51 108本（2段：ctc174）	
軸方向鉄筋比	1.5%	2.5%	
帯鉄筋	塑性ヒンジ領域内：スパイラルφ24ctc85 塑性ヒンジ領域外：スパイラルφ24ctc175	D22ctc100 中間帯鉄筋配置	
横拘束筋の体積比	塑性ヒンジ領域内：1.01% 塑性ヒンジ領域外：0.49%	1.03%	道示の計算式を適用
保有水平耐力 P_a	1,828 kN	8,796 kN	
せん断耐力 P_s	7,146 kN	18,354 kN	
P_a/P_s	0.26	0.48	
許容塑性率 μ	2.85	タイプ I 地震動：1.81 (3.45) タイプ II 地震動：3.88 (5.32)	() は安全係数 1.0 の場合
設計水平震度	0.37 <式 (10.4.1) の V/W_d として>	タイプ I 地震動： $k_{he}=0.43$ タイプ II 地震動： $k_{he}=0.77$	

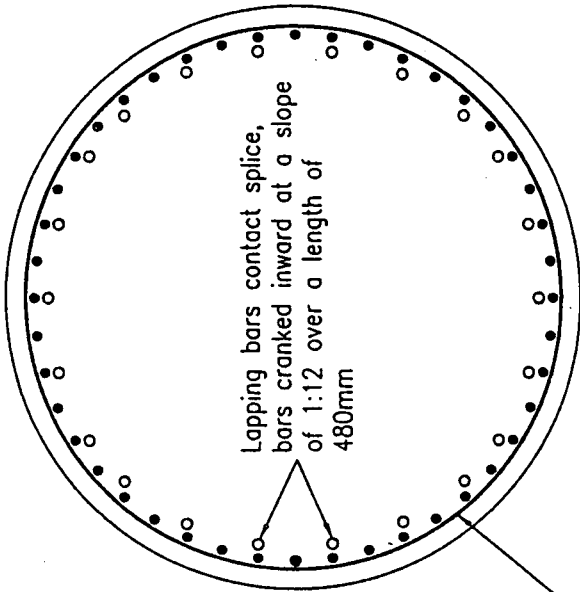
* All spirals and circular hoops to be welded to provide full strength of the bar (either butt or flare welds)

For joint vertical shear reinforcement refer to detail A



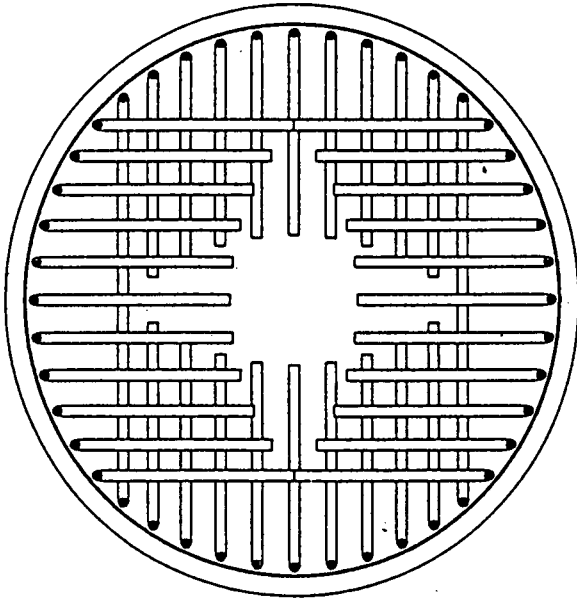
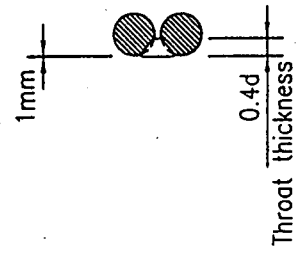
PIER REINFORCEMENT

図 10.3.4 試設計結果 (1)



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

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



TERMINATION OF COLUMN REINFORCEMENT AT PIER TOP AND BASE

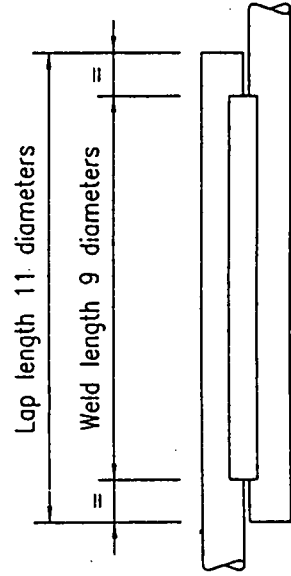


圖 10.3.5 試設計結果 (2)

SINGLE LAP WELD OF HOOP AND SPIRAL REINFORCEMENT

橋脚試算モデル

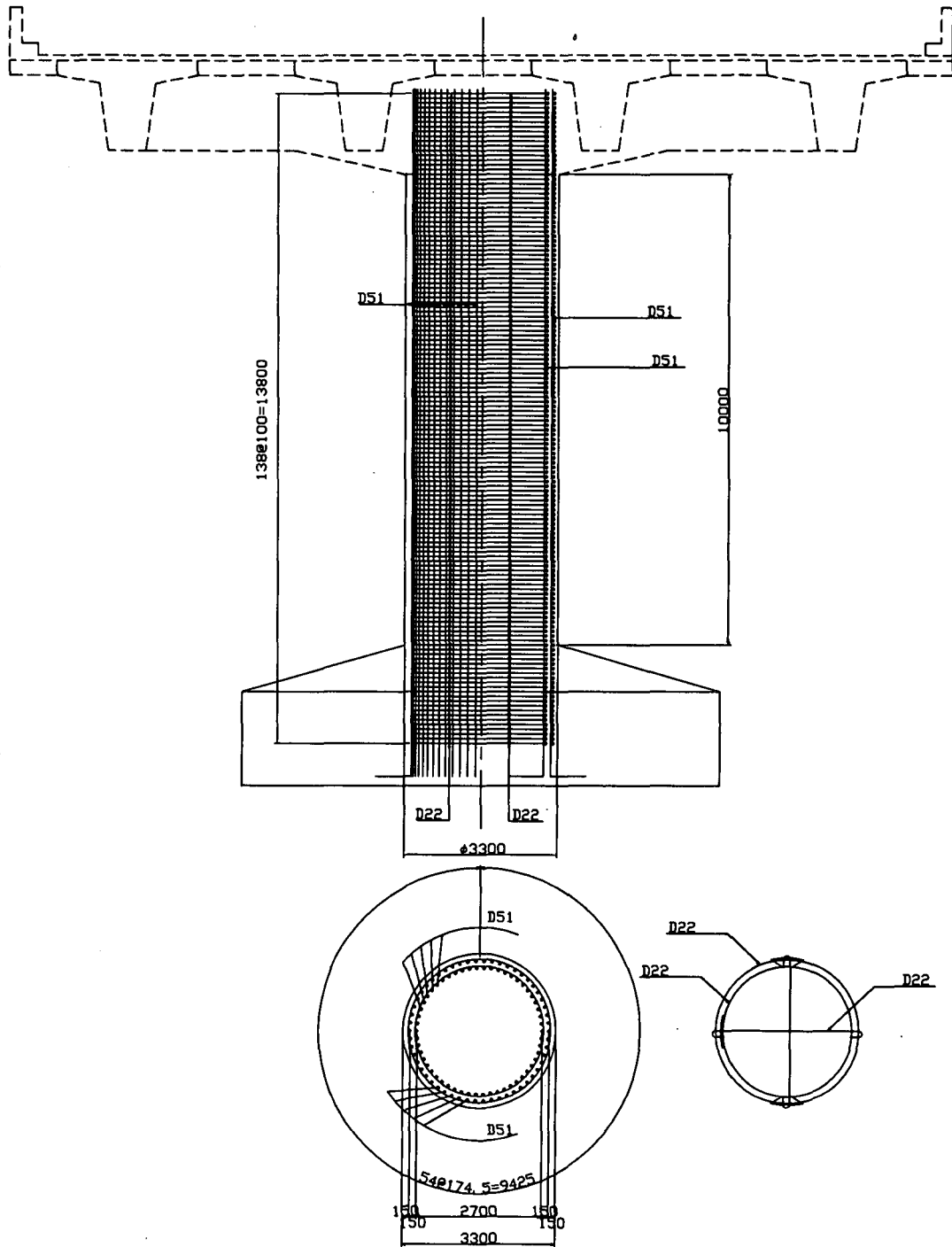


図 10.3.6 道示による橋脚試設計結果

表 10.3.3 の試設計結果の比較や構造一般図 (図 10.3.4~図 10.3.6) より、以下のような相違に関する特徴が見られる。

- NZ 基準による柱径は 2.2m と、道示による 3.3m よりかなり小さい。これは、道示では震度法から許容応力度により必要柱径が決まるのに対して、NZ 基準では終局荷重時の設計となっていることが影響している。
- 主鉄筋量、主鉄筋比は、曲げ耐力に直接関係し、タイプ II 地震動で見れば、設計水平震度 (NZ 基準においては換算値) の相違 (道示は NZ より 2 倍以上大きい) が大きく影響していると思われる。ちなみに、曲げ耐力 (表中の保有水平耐力) では道示が NZ 基準より 5 倍弱大きくなっている。
- せん断補強筋については、塑性ヒンジ領域で見れば NZ 基準と道示はほぼ同程度に配置されている。せん断耐力 P_s の値としては、道示は NZ 基準より 2.5 倍程大きい。曲げ耐力とせん断耐力の比 P_a/P_s に着目すると、せん断破壊に対する余裕程度では NZ 基準が道示より 2 倍弱大きく、NZ 基準のせん断破壊を起させないという思想が感じられる。
- 許容塑性率 μ を比較すると、道示は安全係数を考慮しているため、NZ 基準とそれほど大きな相違がないように思える。しかし、道示の安全係数を 1.0 としてタイプ II 地震動で比較すると、道示は NZ 基準より 2 倍弱大きな値となっており、今回の例では道示はより大きなねばりを橋脚に付与する設計となっている。
- 図 10.3.4 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。

上記の相違は、基本的に設計地震荷重の大きさの違いが大きく影響していることは間違いない。しかし、道示と NZ 基準での大きな違いは、保有水平耐力 (曲げ耐力) とせん断耐力の比に現れるように、曲げ耐力に対して極めて大きなせん断耐力を持たせるといった設計思想にあるといえる。そのために、強度低減係数 (strength reduction factor) や過強度係数 (over-strength factor) といった調整係数を導入し、設計値と実際値の違いを材料のばらつきや施工の影響を考慮し、さらに設計地震よりも大きな地震に対してもせん断破壊モードとならないよう、設計で配慮するといった考え方がとられている。

今回実施した NZ 基準による試設計では、常時活荷重 (終局荷重作用時) に対して、橋脚柱断面に必要な保有耐力を設定する設計となっており、ニュージーランドの耐震設計の考え方からすれば、大きめの柱直径となっているということである。すなわち、単純に地震荷重に対しての設計の比較であれば、もっと小さな柱断面で十分であるということになる¹³⁾。これは、道示流の耐震設計を行っている者にとってはにわかには理解しづらいところであり、いわばキャパシティーデザインと道示の違いといったことになるのであろうか。

10-4 おわりに

道路橋示方書をベースに海外の耐震設計基準類の特徴を見てみた。キャパシティーデザインとい名のもとで、海外基準類の基本的な設計思想は同様であると思われるが、地震荷重については地域特性に影響されるため、かなり異なるものとなっていた。

特に設計計算方法に着目すると、海外基準類に比べて道示は緻密であるといえる。逆に海外基準類は、設計計算が道示より簡便なイメージで行えると思われたが、NZ基準による試設計を見ると、簡単なようでいて実のところかなり不安な部分もあった。筆者の独断的な考えではあるが、道示は海外基準類に比べて、設定された条件を用いて計算にもとづいた明確な作業（設計行為）を行っていることから、体系的であるように思われる。これに対して海外基準類は、たとえば荷重低減係数（じん性率）の設定において割り切った考え方をとるといったように、設計計算の精度という点においていくらか疑問の残る部分がある。

逆をいえば、海外基準類では設計者の技術力や知識・経験といったものが設計結果に色濃く反映される要素を端々に取り揃えているということであろうか。このあたりについては、現段階での評価は難しいところである。しかし、これからの性能照査型設計を実践していくというシチュエーションにおいて、日本の耐震設計の利点が発揮され得る可能性がある部分ではないだろうか。

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」における活動成果の概要を、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（粟根 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：鹿島建設、山本洋一氏：白石）に感謝する次第である。

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) 橋梁の耐震設計法に関する講習会—耐震設計の現状と今後の展望—、(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、

1999年10月5日～6日

- 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) Prof. R. Park : Private Communication, Tokyo, Japan, 1999.
- 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.
- 12) Tada-aki Tanabe (Editor) : Comparative Performances of seismic Design Codes for Concrete Structures, JSCE, April 20-21 1999.
- 13) D. Kirkcaldie : Private Communication, 1999.

(執筆者: 森 敦)