

## 第4章 メキシコシティ耐震基準と地震被害との関係

### 4.1 メキシコシティ耐震基準の概要

メキシコでは建築物に関する規制は自治体単位で設けられ、メキシコシティにおいても、メキシコシティ独自の建設基準<sup>注1)</sup>が制定、施行されている。その中で建築物の構造安全性を求める条文が示されており、メキシコシティの建築物の耐震設計に当たっては、この条文に基づき、本建設基準に位置付けられた耐震基準<sup>注2)</sup>(以下、「メキシコシティ耐震基準」と呼ぶ)を遵守するよう求められている。表4.1に、メキシコシティ耐震基準の1942年制定以来の主な改正内容を示す。

表 4.1 メキシコシティ耐震基準の変遷と主な改正内容

年	概要
1942	耐震基準を初めて制定(ベースシア係数 0.025、病院は 0.05)
1957	地盤種別、建築物用途、構造種別による区分の導入、逆三角形分布、許容応力度の設定
1966	動的解析法(モーダルアナリシス)の採用、地盤種別、建築物用途、構造種別による区分の見直し
1976	終局設計法の導入、地盤種別、建築物用途、構造種別による区分の見直し、靱性係数 $Q$ の導入
1985	緊急基準の公布(設計用応答スペクトル、靱性係数の見直し等)
1987	設計用加速度応答スペクトルと重要度係数の見直し(Group A の建築物の重要度係数を 1.3 から 1.5 に引き上げ)
2004	地盤種別の細分化と地盤種別に応じた設計用加速度応答スペクトルの見直し
2017	地域特定の設計用加速度応答スペクトルの導入(SASID による設計用加速度応答スペクトルの規定値の指定)、靱性係数の詳細化 $Q$ と限界変形角 $\gamma_{max}$ 及び余剰強度係数 $R$ の明確化

メキシコシティ耐震基準の最新の改正は、2017年12月に行われている。ここでは、2017年の最新版を中心にメキシコシティ耐震基準の概要を紹介する。また、この概要説明の過程において、それ以前、特に2004年改正基準からの主な改正点に触れていくこととする。

表4.2に、2017年改正基準と2004年改正基準の目次を示す。また、以下では、表中の[ ]と組み合わせで示された番号又はアルファベットを使って目次中の各項目を引用する。

各改正基準の[1]の冒頭において、まず、耐震基準にて求められている建築物の性能が明示されている。2017年改正基準の該当部分を要約すると、以下となる。

- a) 建築物の供用期間中に数度発生する地震に対しては、建築物の使用を中断するような損傷は生じない
- b) 極めて稀に生じる地震(本基準において崩壊に対する安全性の見直しを行った規模の地震)に対し

注 1) REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

注 2) NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO

ては、建築物機能に影響し、また大規模な修復を要する重大な残留変形や損傷が生じたとしても、構造物の崩壊や人命の損失は生じない

2004 年改正基準においても、b)の大地震に対する目標性能については同様の記述があるが、a)の中等度の地震に対する目標性能については明記されていない。ただし、建築物の供用期間中での地震被害による経済損失を避けるため、初期投資額を引き上げて耐震性能を基準以上とすることを推奨する記述があり、地震被害による建築物の機能損失について全く考慮に入れていない訳ではない。

表 4.2 メキシコシティ耐震基準の構成

2017 年改正基準	2004 年改正基準
[1] 設計に係る一般的基準	[1] 設計に係る一般的基準
[2] 計算法の種類と考慮すべき特記事項	[2] 計算法の種類を選択
[3] 耐震設計用スペクトル	[3] 耐震設計用スペクトル
[4] 地震応答に係る係数と許容変位	[4] 地震力の低減
[5] 整形性に関する条件	[5] 地震応答に係る係数
[6] 動的計算	[6] 整形性に関する条件
[7] 静的計算	[7] 簡易計算法
[8] 地盤-構造物の相互作用	[8] 静的計算
[9] その他の構造物の計算と設計	[9] 動的計算
[10] 既存構造物	[10] その他の構造物の計算と設計
[11] 変形制御に基づく設計法	[11] 既存構造物
[12] 応答制御デバイスを有する構造方法	[A] 付録
[A] 特定地域のための設計用スペクトル設定法	
[B] 地震エネルギー吸収機構を有する建築物	

耐震基準のうち地震力に係る規定については、第 2 章で、既に概要を紹介した。設計用加速度応答スペクトルを規定する第 2 章の(2.1)式は、2017 年改正基準では[3]に、2004 年改正基準では付録[A]に示されている。2004 年改正基準の付録[A]では、(2.1)式の設計用応答加速度スペクトルを用いた計算法が、地域区分(Zone) II 及び III において建設地にて特定された表層地盤の影響や地盤-構造物の動的相互作用効果を評価可能とする方法として規定されている。2017 年の改正基準では、この 2004 年改正基準付録中の計算法が本文に移されたようである。この計算法の本文への移行に伴い、2017 年改正基準では、従来、付録中に記載されていた地盤-構造物の相互作用の評価法が基準本文中の[8]で示され、また、付録中の地図上で表記されていた地盤卓越周期の分布が、(2.1)式を構成するその他のパラメーターの地理的な分布とともに SASID と呼ばれる GIS 上で提供されるようになった。2004 年改正基準の[3]における設計用加速度応答スペクトルは、第 2 章で述べた通り付録[A]中のものをより簡略化したものと思われる。

また、2017 年改正基準において、中地震に対する目標性能が明確化された。中地震のレベルを示す必要が生じるが、そのための加速度応答スペクトルの低減係数として基準本文中の[3]で下式が提示されている。

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6} & \text{if } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6-4(T_s-0.5)} & \text{if } 0.5s \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4} & \text{if } T_s \geq 1.0s \end{cases} \quad (4.1)$$

ここに、 $T_s$ : 建設地における地盤の卓越周期

中地震に対する性能検証としては、層間変形角が 0.002 未満（非構造部材が構造躯体の変形に追従できる措置が取られている場合は 0.004 未満）となることを確認する必要がある。このような中地震に対する性能検証の必要性が 2004 年改正基準において全く考えられていなかった訳ではなく、付録[A]中で同様の基準が設けられている。ただし、(4.1)式に相当する低減係数は  $T_s$  に係らず一律に 1/7 とされている。

構造計算の方法については、2017 年改正基準では、[6]及び[7]に動的計算及び静的計算が規定されている。動的計算として、モーダルアナリシスと時刻歴非線形応答解析の 2 種類の適用が認められている。

2004 年改正基準では、動的計算及び静的計算のほか、同基準の[7]にあるように壁の多い建築物を対象とした簡略計算法が規定されていたが、2017 年改正基準では削除されている。

静的計算は、地域区分Ⅱ及びⅢでは、整形な建築物に関し高さ 30 m 未満、不整形な建築物に関し高さ 20m 未満までの範囲で適用可能であり、地域区分Ⅰでは、これらの高さ制限は、整形、不整形で、それぞれ、40m 及び 30m 未満にまで緩和される。これらの高さ制限は 2004 年改正基準と 2017 年改正基準で同じである。ただし、2017 年改正基準では、重要度の高い建築物と極端に不整形な建築物には適用不可となっている。建築物の整形性については、基準で定めた整形性に関する条件(2017 年改正基準では[5]、また 2004 年改正基準では[6])に照らし判定する。

以下、この静的計算について概観する。

2017 年改正基準によれば、各層水平力  $F_i$  は次式により得られる。

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (4.2)$$

ここに、 $W_i$ : 第  $i$  層の重量、 $h_i$ : 第  $i$  層の高さ、 $c$ : 設計用加速度応答スペクトルのピーク値  
また、(4.2)式中の応答低減係数  $Q'$  は、以下による。

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}} & \text{if } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{if } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & \text{if } T > T_b \end{cases} \quad (4.3)$$

ここに、 $T$ ,  $T_a$ ,  $k$ ,  $p$  及び  $\beta$  は、設計用加速度応答スペクトルに係るパラメーターで、(2.1)式に用いら

れたものと同じである。(4.3)式の技術的根拠については、文献 9)等で紹介されている。応答低減係数については、さらに、基準中に定める[5]の整形性に関する条件に照らし、建築物に不整形性が認められる場合は、不整形性の度合いに応じ、これを低減させる必要がある。

上式中の応答係数(靱性係数) $Q$ は、コンクリート造、鉄骨造と混構造、及び、組積造の構造種別毎に、各架構形式の特性に応じ、限界変形角 $\gamma_{\max}$ とともに、具体的な数値が一覧表で示されている。ここでは、その概要を表4.3に示しておく。

表 4.3 靱性係数  $Q$  の概要

構造種別	架構の分類数	$Q$ の範囲	$\gamma_{\max}$ の範囲
コンクリート造	28	1.0~4.0	0.005~0.030
鉄骨造と混構造	31	1.0~4.0	0.009~0.030
組積造	9	1.0~2.0	0.002~0.010

(4.2)式中の余剰強度係数(オーバーストレングスファクター) $R$ は、以下による。

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (4.4)$$

式中の記号の説明を表 4.4 にまとめる。

表 4.4 (4.4)式中の記号の説明

記号	名称	概要	数値
$R_0$	基本係数	靱性係数 $Q$ に応じる	2.0 ( $Q \geq 3$ ) or 1.75 ( $Q < 3$ )
$k_1$	修正係数	スパン数 $ns$ 等に応じる	0.8 ( $ns \leq 2$ ), 1.0 ( $ns \geq 3$ ) or 1.25 (Dual structure)
$k_2$	割増係数	小規模建築物用	$0.5[1-(T/T_a)^{1/2}] > 0.0$

建築物の1次固有周期  $T$  を基準で指定する式で求めた場合には、(4.2)式において、スペクトルのピーク値  $c$  を、地盤 - 構造物の相互作用効果も加味した(2.1)式による建築物の1次固有周期に応じた  $a$  に代えることができる。逆に、建築物の1次固有周期  $T$  を基準で指定する式を用いず、(4.2)式の通りスペクトルのピーク値  $c$  を用いて水平力  $F_i$  を求める場合には、応答低減係数及び余剰強度係数とも1次固有周期  $T$  は  $T_a$  超  $T_b$  以下の範囲にあるものとして求める。

また、基準では、地震により生じる建築物の層間変形角が限界変形角以下となることの確認が求められている。そのための層間変形角は、(4.2)式による水平力に対し線形解析により求めた解を、さらに  $Q'R$  倍して求める。すなわち、変位一定則に基づく。このような層間変形角と比較すべき限界変形角  $\gamma_{\max}$  は、上述の通り靱性係数  $Q$  を示した同じ表 4.3 に列記されている。

1 自由度の構造物を例に、設計用水平力と応答低減係数  $Q'$ 、余剰強度係数  $R$ 、及び、これらと層間変形角  $\gamma$  との関係を図 4.1 に概念的に示す。

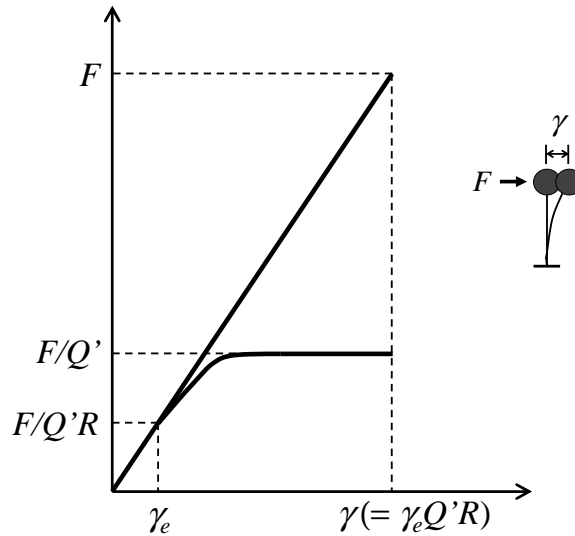


図 4.1 設計用水平力と応答低減係数  $Q'$ 、余剰強度係数  $R$ 、及び、これらと層間変形角  $\gamma$  の関係

2017 年改正基準による以上の静的計算法に対し、2004 年改正基準中の付録[A]に示された静的計算法は、余剰強度係数の求め方等に若干の違いはあるものの、ほぼ同じものと見なせる。

これに対し、2004 年改正基準中の本文[8]で示された静的計算法では、(4.2)式に相当する水平力を求める算定式において、余剰強度係数  $R$  が含まれていない。余剰強度の効果は設計用加速度応答スペクトルの側に含まれていると考えられる。このような考えの下、既に、第 2 章において、余剰強度係数を 2.0 と見なした場合の 2004 年改正基準本文による設計用加速度応答スペクトルと 2017 年改正基準の SASID による設計用加速度応答スペクトルとを、被害調査建築物位置及び地震観測点にて比較したところである。

応答低減係数  $Q'$  については、2004 年改正基準本文中の規定では以下によるとしている。

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = Q \quad \text{if } T \geq T_a \quad \text{or } T \text{ が不明な場合} \\ Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) \quad \text{if } T < T_a \end{array} \right. \quad (4.5)$$

(4.3)式中の  $k$  は、軟弱な地盤ほど小さく 1.0 以下となり得るので、(4.5)式による応答低減係数  $Q'$  の方が小さくなる場合もある。この場合には、他の条件が同じであれば設計用水平力は大き目に評価される。応答低減係数の元となる靱性係数  $Q$  については 2017 年改正基準と架構分類等の記述に違いは見られるが、数値の取り得る範囲は同じであり、1.0~4.0 となっている。2017 年改正基準で構造種別と架構分類毎に示されていた限界変形角  $\gamma_{\max}$  は 2004 年改正基準の本文中には示されていない。層間変形角は、地震応答係数  $Q'$  により低減した水平力に対し線形解析により求めた解を  $Q'$  倍したものと見なし、構造種別等によらず、これが 0.006 (変形性能の不足した部材が無いが、これらが主架構から切り離されている場合は 0.012) を超えないことを確認する。

靱性係数  $Q$  の範囲については、1985 年メキシコ地震直後の応急的改正において見直しされている。1976 年改正基準において、靱性係数  $Q$  の上限は 6 であったがこの応急的対応により 4 に引き下げられ

た。この応急的改正においては、第2章の図2.1に示す通り、設計用加速度応答スペクトルも引き上げられており、地域区分Ⅲではピーク値で見ると、1.67倍(=0.40/0.24)されている。これに、靱性係数が低減されたことを加味すると、地震後の応急的対応により、設計用水平力は、地域区分Ⅲで最大で2.5倍されたことになる。なお、応急的改正においては、構造部材の靱性を確保するための仕様の詳細に係る各種規定も強化されている。

1987年の改正基準は、地震後の調査結果を踏まえ、地震直後の応急的な改正内容を改めて見直したものであり、第2章の図2.1に示した通り、地域区分Ⅱにおける設計用加速度応答スペクトルをさらに引き上げている。計算法の構成と内容は応急的改正時のものと変わりはなく、2004年改正基準においても本文中の規定として受け継がれている。ただし、静的計算法の適用範囲が2004年以後強化されている。2004年改正基準及び2017年改正基準における静的計算法の適用基準は前述した通りであるが、2004年以前は高さ60m未満の範囲で地域区分の種別に係らず静的計算法の適用が可能であった。また、1987年の改正基準においては、付録として、静的計算法に地盤-構造物の動的相互作用効果を評価する場合の規定等が追加されている。この付録中の計算法が、さらに、最新の知見を取り入れつつ、2004年改正基準の付録中の計算法として発展し、2017年の改正基準においては本文中の計算法として位置づけられるに至った、と見て取れる。

第3章に示した通り、被害調査建築物の中には、隣接建築物と衝突した事例が複数見られる。ここで、衝突防止に係る規定について確認しておく。

最新の2017年改正基準では、全ての建築物は、隣地との境界から50mm以上かつ安全限界検証時での水平変位以上の距離を取ることが求められている。水平変位には基礎のロッキング、スウェイを含めることとし、これらが構造計算で考慮されていない場合は、地域区分Ⅱ及びⅢで、それぞれ $0.003hi$ 及び $0.006hi$  ( $hi$ は、当該部分の地表からの高さ)を水平変位の計算値に加える。また、同一敷地内の隣り合う建築物については、それぞれの建築物の水平変位の単純和以上の距離を、また、隣り合う建築物が、同一の形状と構造形式を有する等の条件に適合する場合には、単純和の半分以上の距離をおくことが求められている。

以上の隣地境界及び隣棟との距離に関する規定については、1976年改正基準に規定されていた内容と根本的に大きな違いはない。ただし、隣地境界又は隣接建築物との距離を検証するための建築物の水平変位として、基礎のロッキング、スウェイを考慮しない場合の割増し方法として、地域区分Ⅰ、地域区分Ⅱ及びⅢで、それぞれ $0.001hi$ 、 $0.0015hi$ 及び $0.002hi$ を計算で求めた水平変位に加算することとしている<sup>注3)</sup>。1976年改正基準では地盤-構造物の動的相互作用効果は基準中の計算法で想定されていないので、この割増し方法により算定された水平変位が隣地境界等との距離の検証に用いられていたと考えられる。そもそもの設計用地震力が小さい上に、これらの割増し量も少ないことを考えれ

---

注3) 水平変位を計算しない場合は、地域区分Ⅰ、地域区分Ⅱ及びⅢで、それぞれ、一律に、 $0.006hi$ 、 $0.007hi$ 及び $0.008hi$ 以上とする。このような場合でも、建築物剛性が比較的柔な場合には安全限界時で通常想定する変形よりは小さな値のように思われる。

注4) 1987年改正基準では隣地境界との距離等の規定は明示されておらず1977年改正基準のまま適用されていたと考えられる。ただし、1987年改正基準では設計用地震力が割増しされているので隣地等との距離も大きくとる必要が生じる。2004年改正基準においては、水平変位に加算すべき高さ $hi$ に応じた付加の変位は2017年基準と同じである。

ば、1977年基準による建築物の場合、それ以降の基準<sup>註4)</sup>による建築物よりも隣棟と衝突する危険性はより高くなると考えられる。

さらに、安全限界時の水平変位の計算方法として、2017年改正基準では図4に示すように、線形計算で求めた値に $Q'R$ 倍して求めるが、2004年改正基準以前は $Q'$ 倍して求めていた。約2.0倍の余剰強度係数分が割増しされておらず、その分、過小評価となっていたと考えられる。

## 4.2 地震被害との関係

第3章に示した被害調査建築物のうち、9棟の建築物(3, 4, 5, 9, 11, 15, 19, 21, 25)が倒壊・崩壊に至っている。なお、建築物3, 4, 5, 25は図2.4に示す調査区域Bに、建築物9は調査区域Aに、建築物11, 15, 19, 21は調査区域Cに位置する。

第2章において、各被害調査建築物の近傍において観測された地震記録による加速度応答スペクトルと2004年及び2017年の耐震基準による設計用弾性加速度応答スペクトルとを比較した。これによると、建築物4, 5、及び、建築物9のそれぞれの近傍に位置する観測点DX37及びJC54において観測された地震記録は、固有周期1.0s強のところで加速度応答スペクトルのピークを有し、現行の耐震基準で想定するレベルをやや上回るものである(それぞれ、図2.11(d)及び図2.8(a)に示される)。一方、残りの倒壊・崩壊建築物の近傍において観測された地震記録は、それほど大きなレベルのものではない。

ここでは、さらに、応答低減係数 $Q'$ と余剰強度係数 $R$ を適用した、現行及び過去の耐震基準による非線形構造用の設計用加速度応答スペクトルと観測記録による加速度応答スペクトルとを比較し、地震被害と今回観測された地震記録のレベルとの関係、あるいは、過去の耐震基準改正の効果について検討することとする。

検討対象として、近傍(JC54)で比較的レベルの高い地震記録が観測された建築物9と、近傍(CI05)での地震記録のレベルはそれほど高くないが倒壊・崩壊に至った建築物15, 19, 21を取り上げる。建築物15, 19, 21は近接しており、また、倒壊・崩壊に至っていない複数の調査建築物14, 16, 17, 18, 20, 22もその周囲に位置する。

図4.2(a)は、建築物9での設計用加速度応答スペクトルに、応答低減係数 $Q'$ を1.0として余剰強度係数 $R$ のみ適用した非線形構造用の設計用加速度応答スペクトルと、JC54での観測記録による加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )とを比較している。余剰強度係数は2017年改正基準で導入されたものであり、それ以前の基準においてはあらかじめ設計用加速度応答スペクトルの中に余剰強度の効果が含まれていたものと考えられる。したがって、図4.2(a)に示された非線形構造用の設計用加速度応答スペクトルは図2.1に示されたものと同じである。設計用加速度応答スペクトルのピーク値は、2017年改正基準で最も大きく、1976年基準で最も小さい。残りの改正基準では同じである。地震記録による加速度応答スペクトルと比較した場合、1976年改正基準では固有周期2s弱より短い範囲で、全域に渡り、地震記録による加速度応答スペクトルが基準を明らかに上回っている。壁の多い構造物においても弾性限界を超え、相当の被害が生じたと考えられる。1985年以降の改正基準においても、全般的に地震記録による加速度応答スペクトルが基準を上回っている。(4.4)式によれば、靱性係数が3以下の場合、余剰強度係数は1.75倍程度見込めるので、層せん断力が弾性限界を超えたとしても降伏層せん断耐力にまで達していない可能性は高く、達したとしても、建築物9に近接する建築物8の場合等、周囲の建築物被害状況から見て、塑性変形が極端に大きく増幅されることはなかったと考えられる。

図4.2(a)に対し、(b)では、さらに、靱性係数 $Q$ を最大の4(1976年改正基準の場合は6)として応答低

減係数  $Q'$  を適用している。(4.3)式及び(4.5)式によれば、短周期側で、 $Q'$  はより小さく計算されるため、設計用加速度応答スペクトルは短周期側で一定か左肩上がりとなる。1976年改正基準による設計用加速度応答スペクトルが、他と比較し、小さくなっていることは明らかである。また、2017年改正基準による設計用加速度応答スペクトルが、短周期側で左肩上がりとなっている以外、1985年以降の基準によるものとほぼ同レベルのものとなっているのが特徴的である。地震記録による加速度応答スペクトルと比較した場合、固有周期 2.0 s 弱より短い範囲で、1976年改正基準による設計用加速度応答スペクトルを上回っている。また、1985年以降の改正基準を見ても、2017年改正基準の場合で固有周期 0.2s 弱未満の範囲を除き、やはり、地震記録による加速度応答スペクトルが基準を上回っている。1985年以降の改正基準による建築物においても、層せん断力が降伏せん断耐力に達しある程度の塑性変形が生じたものと考えられる。建築物 9 に近接し比較的築年が新しいと推定される建築物 6 においても地震被害が生じているが、倒壊・崩壊までには至っていない。図 4.2(b) に示す加速度応答の大きさを鑑みれば、大地震に対する損傷を許容する耐震設計において、建築物 6 に生じた程度の被害は、設計時において想定され得るものであったように思われる。一方、1976年改正基準による設計用加速度応答スペクトルは、1985年以降の改正基準によるものと比較し明らかに小さく、これが建築物 9 の耐力不足につながり、崩壊するに至ったものと考えられる。

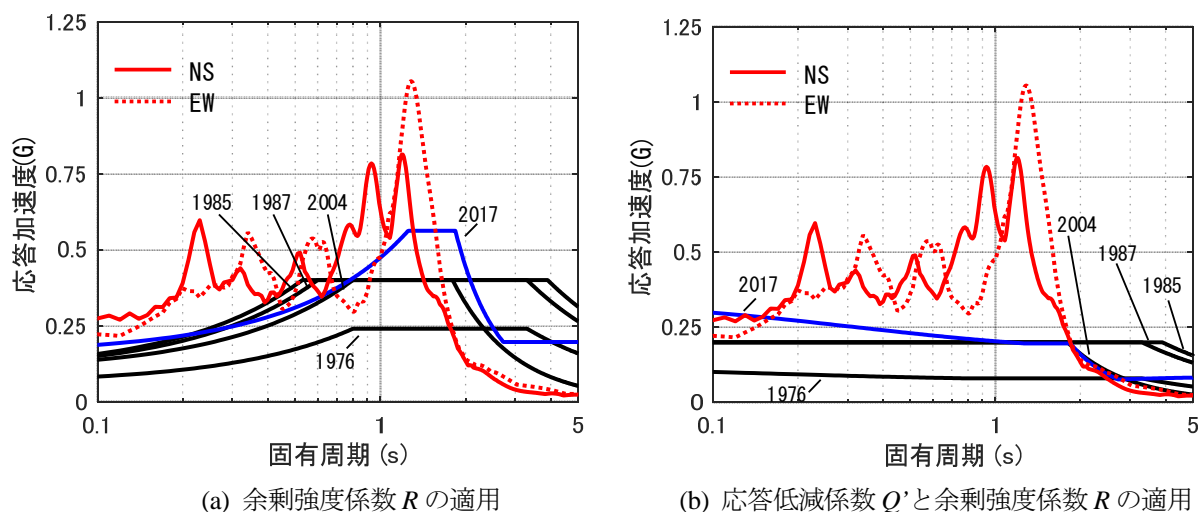


図 4.2 非線形構造物用の設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトル(JC54)

図 4.3 は、同様に、建築物 15, 19, 21 における設計用加速度応答スペクトルと、CI05 での地震記録による加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )とを比較している。SASID によれば建築物 19 での設計用加速度応答スペクトルは、わずかに他 2 棟のものと異なるが、その違いを無視し建築物 15 の設計用加速度応答スペクトルで代表させる。

CI05 の地震記録による加速度応答スペクトルは JC54 によるものより総じて小さい。1976 年の改正基準による場合、図の(a)によれば、固有周期 2s 強より短い範囲で、全域に渡り弾性限界を超えている。一方、1985 年以降の改正基準による場合には弾性限界に達しないか超過したとしてもその程度はわずかである。また、図の(b)を見ても、各基準による非線形構造物用の設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトルとの関係は同様である。1976 年の改正基準による場合には、固有周期 2s 強より短い範囲で、建築物の固有周期に係わりなく層せん断力は降伏層せん断耐力に達し、相当の塑性変形が生じたと考えられる。



CI05 の近傍での地震動のレベルは、JC54 よりは小さいが、それでも加速度応答スペクトルは、1976年改正基準による非線形構造用の設計用加速度応答スペクトルを上回っている。何らかの被害が生じることは明らかと言えるが、倒壊・崩壊に至った要因としては、このような設計用スペクトルの過小設定に起因する根本的な耐力不足のほか、1985年以降に強化された基準に適合していない構造詳細を適用していること等の要因も考えられる。

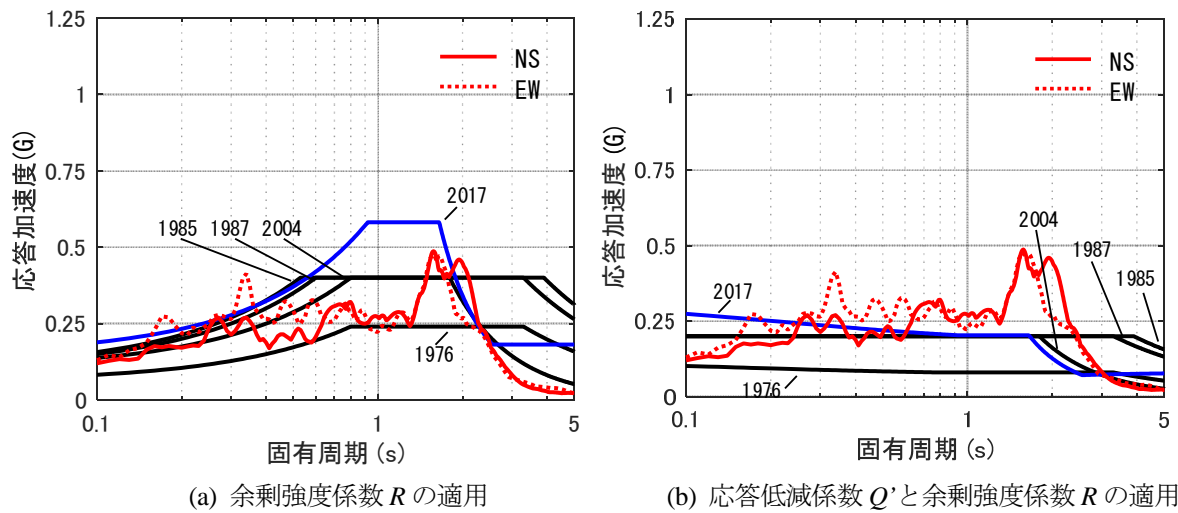


図 4.3 非線形構造物用の設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトル(CI05)

