

平成 25 年度修士論文

中国の耐震基準により設計された RC 純ラーメン建物の耐震性評価

首都大学東京大学院
都市環境科学研究科建築学域
12886440 李 永根
指導教授 芳村 学

目次

第 1 章	序論	1
1.1	研究の目的	2
1.2	論文の構成	3
第 2 章	中国の耐震基準法	5
2.1	中国の耐震設計基準法基本概念	6
2.1.1	地震烈度	6
2.1.2	耐震等級	7
2.1.3	基盤種類、基盤特性周期	7
2.2	中国の耐震設計の考え方と耐震設計ルート	8
2.2.1	中国の耐震設計の考え方	8
2.2.2	中国の耐震設計ルート	8
2.3	設計用地震力	10
2.3.1	設計用ベースシア係数曲線	10
2.3.2	振動モード解析による応答スペクトル法	11
2.3.3	ベースシア係数法	13
2.4	一般制限規定	14
2.4.1	設計層せん断力の確認	14
2.4.2	断面耐力確認	14
2.4.3	層間変形確認	15
2.4.4	その他の構造規定	16
第 3 章	中国の耐震設計基準法により設計建物	17
3.1	建物概要	18
3.2	設計概要	22
3.3	柱・梁端面と鉄筋比	22
3.4	使用材料	24

第4章 日本耐震基準法による耐震安全性の評価	25
4.1 静的弾塑性解析	26
4.1.1 部材モデル	26
4.1.2 解析条件	27
4.1.3 解析結果と考察	29
4.1.3 日中地震力分布の比較	36
4.2 動的弾塑性解析	37
4.2.1 部材復元力特性	37
4.2.2 入力地震動	38
4.2.3 数値解析手法および減衰	40
4.2.4 解析結果と考察	40
第5章 結論	46
参考文献	47
謝辞	48
付録	49
付1. 柱・梁断面表	50
付2. 7度メカニズム時ヒンジ図	55
付3. 8度設計例・解析結果と考察	57
付4. 梗概	65

第 1 章 序論

- 1.1 研究目的
- 1.2 論文の構成

1.1 研究目的

2008年5月12日、中国中西部の四川省汶川県で大規模な地震「汶川地震」（通称、四川大地震）が起きた。地震の規模はマグニチュード7.9～8.0である。中国政府の発表では死者6万9207人、負傷者37万4468人、行方不明者1万8194人となっている。五年後の2013年4月20日、四川省雅安市（汶川県から200km離れたところ）でマグニチュード7.0の大地震「雅安地震」が起き、死者と行方不明者あわせて200名を超えたと伝えられている。後者の被害のほとんどが建物の倒壊によるものであり、その中には2008年の四川大地震後に建てられた建物も含まれていた。2008年の大地震で大きな被害を出した四川省ではその後耐震基準が見直されたのであるが、まだ十分ではなかったと批判の声が上がっている。図1.1に四川大地震の震源地を示す。また写真1.1に四川大地震による被害、1階が完全に崩壊した5階建ての学生寮を示す。

一方、2011年3月11日日本で起きたマグニチュード9.0の東北地方太平洋沖地震でも多くの人が亡くなったが、その被害のほとんどは津波によるものであり、建物の倒壊によるものではなかった。

中国の「汶川地震」、「雅安地震」と日本の「東北地方太平洋沖地震」による建物倒壊の被害に差が出たのは、想定される建物の使用年限や構造材料の質の差もあるが、やはり「耐震基準の差」が一番大きいと思われる。この差を明確にするために、実際に中国で設計された建物の耐震安全性を日本の耐震基準で評価することを試みた。



図1.1 四川大地震-震源地



写真1.1 四川大地震による被害
1階が完全に崩壊した5階建ての学生寮

1.2 論文の構成

本論文の構成を図 1.2 に示す。本論文は、本文 5 章及び付録より構成される。以下にその概要を示す。

第一章では、研究目的について述べ、本論文の構成を示した。

第二章では、中国耐震基準法について基本内容を紹介した。

第三章では、実際に中国で設計された建物（6度から9度までである地震烈度のうち7度の場合）の例をあげ、建物概要、設計概要、使用材料、中国の耐震基準を満たした設計結果を示した。

第四章では、日本の耐震基準による中国で設計された本建物の耐震安全性評価について述べた。静的弾塑性解析と動的弾塑性解析を行って、その結果について考察を述べた。

第五章では、以上の成果のまとめを記した。

付録では、本論文で使用した諸耐力についての計算方法、メカニズム時のヒンジ図、日本と中国の地震力分布の比較、地震烈度 8 度の場合の設計例とその解析結果について簡単に述べた。

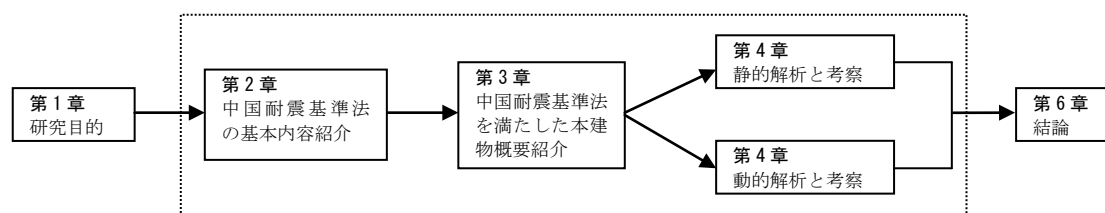


図 1.2 論文の構成

第 2 章 中国の耐震基準法

- 2.1 中国の耐震設計基準法基本概念
 - 2.1.1 地震烈度
 - 2.1.2 耐震等級
 - 2.1.3 基盤種類、基盤特性周期
- 2.2 中国の耐震設計の考え方と耐震設計ルート
 - 2.2.1 中国の耐震設計の考え方
 - 2.2.2 中国の耐震設計ルート
- 2.3 設計用地震力
 - 2.3.1 設計用ベースシア係数曲線
 - 2.3.2 振動モード解析による応答スペクトル法
 - 2.3.3 ベースシア係数法
- 2.4 一般制限規定
 - 2.4.1 設計層せん断力の確認
 - 2.4.2 断面耐力確認
 - 2.4.3 層間変形確認
 - 2.4.4 その他の構造規定

2.1 中国の耐震設計の基本概念

中国の耐震設計の方法を知るために、まず、定義された基本概念を理解する必要がある。重要な概念として、地震烈度、耐震等級、基盤種類と基盤特性周期が挙げられる。

2.1.1 地震烈度

中国では地震の発生確率やその大きさが地域によって大きく異なる。そのため、地震学の研究や近年の強震観測データ、地震災害の経験から経済レベルを考慮しながら各地における耐震設計に用いる地震力を定めるために、「地震烈度」の概念が生まれ、大きく6度、7度、8度、9度に分けられている。本研究では「地震烈度」を略して「烈度」と書く。烈度が大きいほど、設計地震力が大きくなる。図2.1は主要都市の「地震烈度」分布を示す。本設計例（後述のようにRC純ラーメン5階建物（屋上ベントハウス付き））の場所は河南省信陽市なので、烈度7度である。

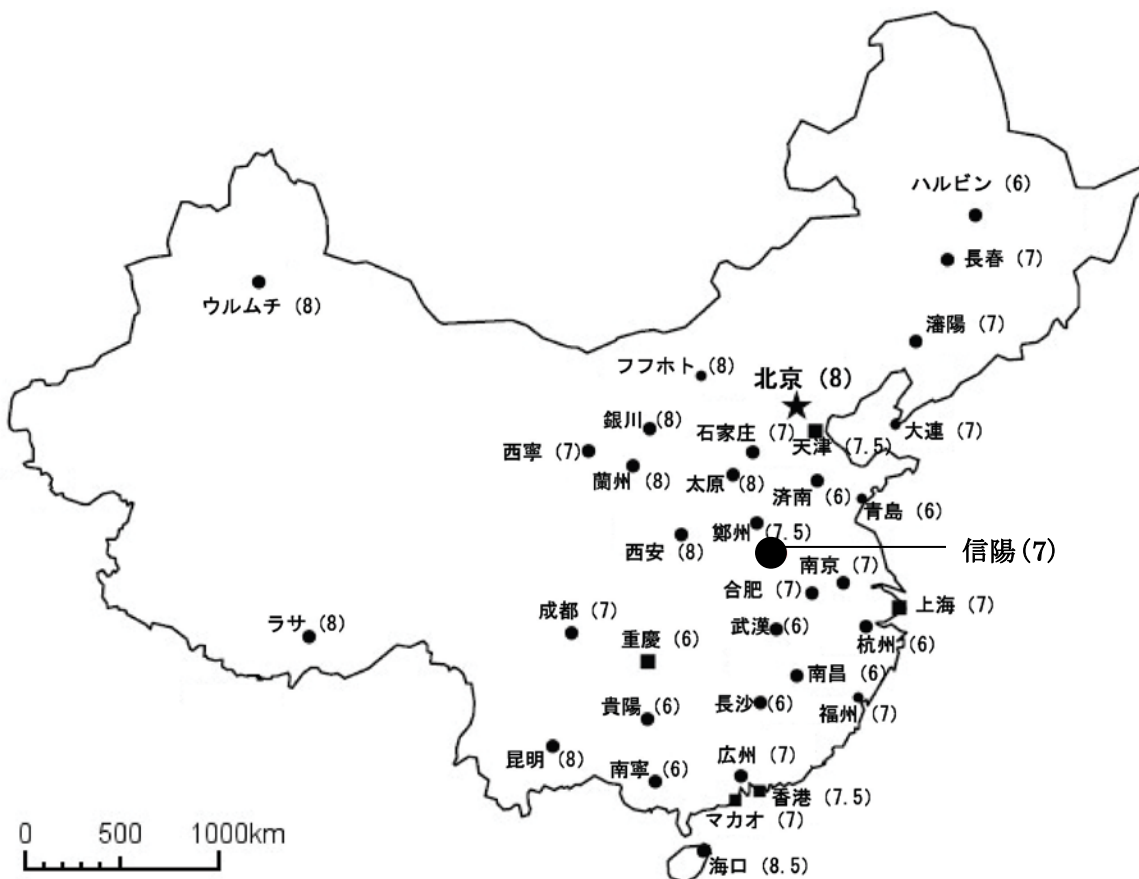


図 2.1 主要都市の「地震烈度」分布

2.1.2 耐震等級

地域の「烈度」、建物の構造形式および高さによって、建物を耐震等級1、2、3、4級に分け、耐震等級4から1の順に、後述のように設計応力割増係数を大きくしている。表2.1は、RC 純ラーメン構造の一般建物に対する、烈度、建物高さとの耐震等級の関係を示す。本設計例では、烈度7、建物高さ22.65mなので、耐震等級は3である。表中の特級については後述する。

表 2.1 RC 純ラーメン構造に対する、烈度、高さとの耐震等級の関係

RC 純ラーメン	地震烈度							
	6 度		7 度		8 度		9 度	
建物高さ (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24
耐震等級	4	3	3	2	2	1	1	特級

2.1.3 基盤種類、基盤特性周期 (T_g)

基盤種類は建設する場所での、測定された表層土の等価せん断波速度及び土厚によって分類されている。表2.2に表層土の等価せん断波速度及び土厚と基盤種類の関係を示す。基盤特性周期は基盤種類によって決まっている。表2.3に示す。本設計例では基盤種類Ⅱで、基盤特性周期 (T_g) は0.35sとなっている。基盤特性周期は設計用ベースシア係数の計算に使われる。

表 2.2 表層土の等価せん断波速度及び土厚と基盤種類の関係

等価せん断波速度 V _s (m/s)	基盤種類と土厚				
	I ₀	I ₁	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
V _s >800	◎				
800≥V _s >500		◎			
500≥V _s >250		<5m	≥5m		
250≥V _s >150		<3m	3～50m	>50m	
V _s ≤150		<3m	3～15m	15～80m	>80m

注：◎は表層土厚と関係なく等価せん断波速度によってその基盤種類に当たること表示。

表 2.3 基盤種類と基盤特性周期 (T_g) の関係

基盤種類	I ₀	I ₁	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
基盤特性周期	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65

2.2 中国の耐震設計の考え方と耐震設計ルート

2.2.1 中国の耐震設計の考え方

- ①小震不壊：小さな地震では、損傷しないことを目標として弾性設計を行う。
- ②中震可修：中規模の地震では、被害が補修可能な範囲に止まることを目標とする。設計方法としては、構造基準による検討のみで特別な計算は行わない。
- ③大震不倒：大地震の時には、建物が倒壊せず、建物内の人命の安全を確保することを目標とする。弾塑性設計を行い、変形性能の検討を行う。

本設計例では①小震不壊を目的とした弾性設計だけを行った。

2.2.2 中国の耐震設計ルート

図 2.2 に中国の耐震設計ルートを示す。表 2.1 の耐震等級・特級は特殊な設計方法であるルート 3 に当たる。本設計例はルート 1 に当たる。

前述のように、本設計例では小地震（再現期間 50 年）に対して弾性設計のみを行った。したがって本設計例では地震応答解析は行わないが、参考としてルート 2 の地震応答解析に使用する地動加速度最大値（大地震相当）を表 2.4 に示す。7 度の場合の大地震相当の加速度は 220gal であり、日本の地震動レベル 1 に近い。

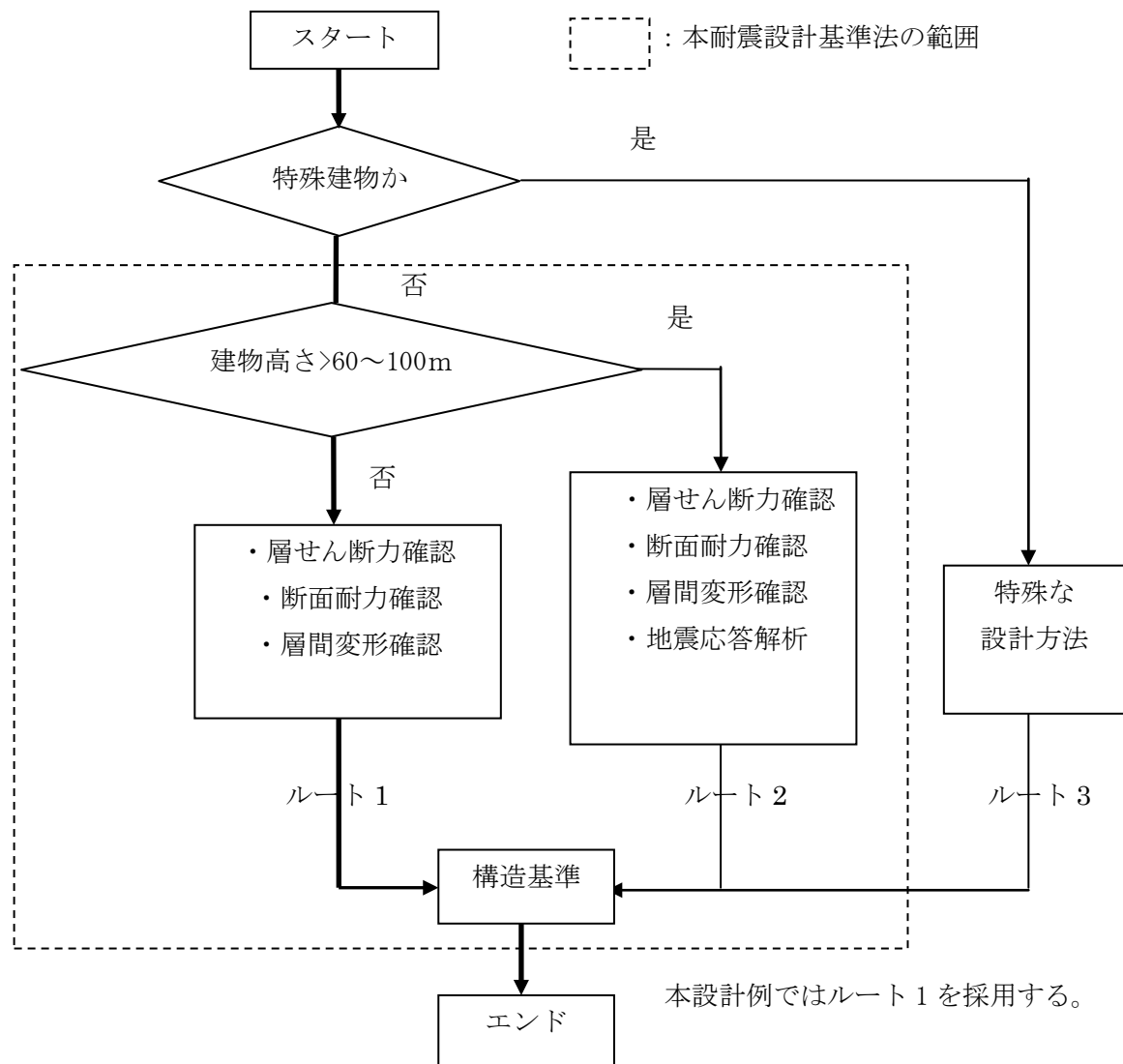


図 2.2 中国の耐震設計ルート

表 2.4 地震応答解析に使用する地動加速度最大値 (cm/s²)

烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
大地震 (再現期間 1600~2500 年)	125	220	400	620

2.3 設計用地震力

中国では設計用地震力の計算には振動モード解析による応答スペクトル法、ベースシア係数法、時刻歴応答解析法の三つの方法がある。振動モード解析による応答スペクトル法、ベースシア係数法は弾性解析に適用する。本設計例では、振動モード解析による応答スペクトル法で地震力を計算した。

2.3.1 設計用ベースシア係数曲線

各次の設計用ベースシア係数（ α ）は建物の固有周期で決まる。特別な方法によらない限り、建築構造の減衰定数は0.05としなければならない。各次の設計用ベースシア係数の最大値（ α_{\max} ）は表2.5に基づかなければならない。本設計7度の場合 α_{\max} は0.08である。設計用ベースシア係数曲線は以下の規定を満たさなければならない。図2.3に本設計用ベースシア係数曲線を示す。

- 1) 直線上昇域は周期0.1秒以下とする。
- 2) 0.1秒から基盤特性周期（ T_g ）までの範囲では、最大値（ α_{\max} ）を取らなければならない。
- 3) 曲線下降域は、基盤特性周期からその5倍までの範囲とし、
 $\alpha = (T_g/T)^{0.9} \alpha_{\max}$ としなければならない。
- 4) 直線下降域は、5倍の基盤特性周期から6秒までの範囲とし、
 $\alpha = 0.235 - 0.02(T - 5T_g) \alpha_{\max}$ としなければならない。

表 2.5 各次の設計用ベースシア係数の最大値 α_{\max} (cm/s²)

小地震（再現期間 50 年）	6 度	7 度	8 度	9 度
α_{\max}	0.04	0.08	0.16	0.32

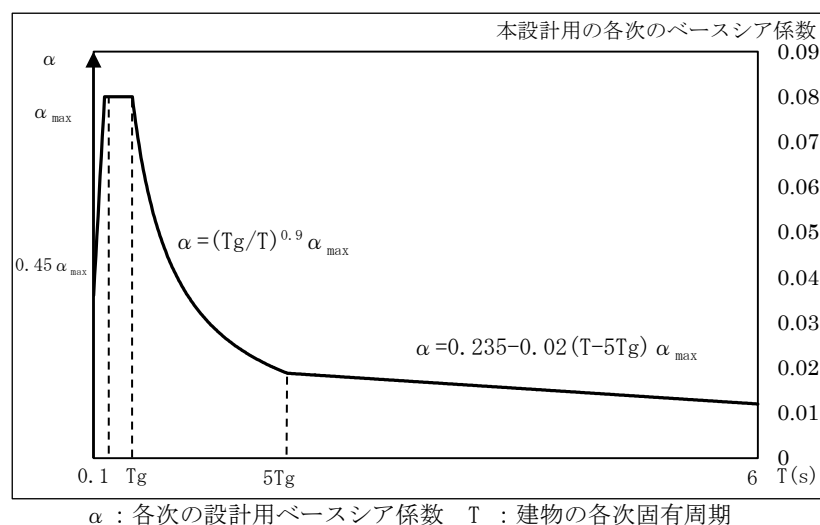


図 2.3 各次の設計用ベースシア係数曲線

2.3.2 振動モード解析による応答スペクトル法

建物の各次モードの固有周期、ベースシア係数、刺激係数を求め、各次モードによる層せん断力を合成して、設計用層せん断力を求める方法である。具体的に以下に示す。

- 1) 各次振動モードにおける質点 i の水平地震力は、次の式に基づき計算しなければならない。

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (i=1, 2 \dots n, j=1, 2 \dots m) \dots\dots\dots (1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、

F_{ji} : j 次振動モードにおける質点 i の水平地震力である。

α_j : j 次振動モードの固有周期に対応する各次設計用ベースシア係数であり、設計用ベースシア係数曲線に基づき定めなければならない。

X_{ji} : j 次振動モードにおける質点 i の水平相対変位である。

γ_j : j 次振動モードの刺激係数である。

- 2) 各次振動モードにおける質点 i の水平地震力から、各次振動モードにおける各層の層せん断力を求める。

- 3) 各次振動モードにおける i 層の層せん断力をモード合成する。

$$V_{Eki} = \sqrt{\sum S_{ij}^2} \dots\dots\dots (3)$$

記号

V_{Eki} : i 層におけるモード合成した設計層せん断力である。

S_{ij} : i 層における j 次振動モードの層せん断力であり、少なくとも 2～3 次までの振動モードを採用しなければならない。

本設計例では6次モードまでの計算を行った。長辺方向一次モードによる層せん断力とモード合成した設計層せん断力を表2.6に示す。また、長辺方向、短辺方向の設計層せん断力係数も示す。合成した設計層せん断力は一次モードの影響が支配的であることが分かる。長辺方向ベースシア係数は0.0354、短辺方向ベースシア係数は0.0313である。純ラーメン構造ゆえに長辺方向と短辺方向の固有周期がほぼ同じなので（1次固有周期：長辺0.928s、短辺1.047s）、長辺方向と短辺方向のベースシア係数はあまり変わらない。本設計例である7度のベースシア係数は日本の設計ベースシア係数0.2に比べて非常に小さいことがわかる。

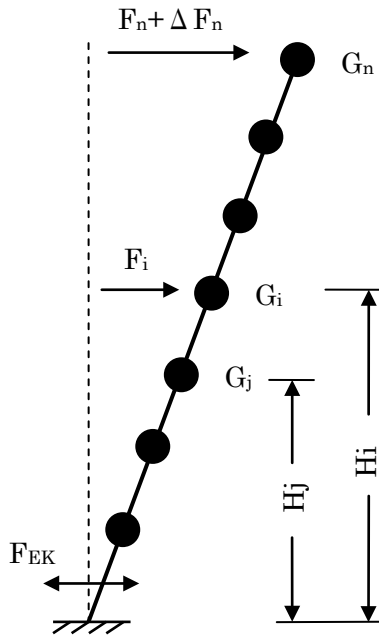
表2.6 長辺方向の一次モード層せん断力
と設計層せん断力および両方向の設計層せん断力係数

	長辺方向：一次モード層せん断力 (KN)	長辺方向：設計層せん断力 (KN)	長辺方向：設計層せん断力係数	短辺方向：設計層せん断力係数
R層	34	54	0.0711	0.0715
5層	365	489	0.0570	0.0542
4層	709	843	0.0500	0.0457
3層	968	1114	0.0443	0.0394
2層	1272	1329	0.0397	0.0350
1層	1296	1498	0.0354	0.0313

2.3.3 ベースシア係数法

本設計用地震力は振動モード解析による応答スペクトル法で計算したが、参考として、ベースシア係数法を紹介する。

高さが40mを超えず、せん断変形が支配的で、かつ質量および剛性の高さ方向に沿った分布が比較的均一である構造に対しては、簡便なベースシア係数法を採用することができる。設計用地震力は、以下の条件に基づき確定しなければならない。



$$F_{EK} = 0.85 \alpha_1 G_{eq} \dots\dots\dots (4)$$

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{EK} (1 - \delta_n) \quad (i = 1, 2 \dots n) \dots (5)$$

$$\Delta F_n = \delta_n F_{EK} \dots\dots\dots (6)$$

ここで、

F_{EK} ：一層の設計層せん断力である。

α_1 ：一次固有周期に対応する設計用ベースシア係数であり、設計用ベースシア係数曲線に基づき定めなければならない。

G_{eq} ：建物総重量である。

F_i ：質点 i の設計水平地震力である。

n ：建物の全層の数である。

G_i, G_j ：質点 i, j の重量である。

H_i, H_j ：質点 i, j の高さである。

δ_n ：最上層部に付加する地震作用係数である。表 2.7 に基づき定めなければならない。

ΔF_n ：最上層部に付加する水平地震力である。

表 2.7 最上層部に付加する地震作用係数 (δ_n)

T_g (秒)	$T_1 > 1.4 T_g$ の場合	$T_1 \leq 1.4 T_g$ の場合
$T_g \leq 0.35$	$0.08 T_1 + 0.07$	0.0
$0.35 < T_g \leq 0.55$	$0.08 T_1 + 0.01$	
$T_g > 0.55$	$0.08 T_1 + 0.02$	

注： T_1 は建物の一次固有周期である。 T_g は基盤特性周期である。

2.4 一般制限規定

2.4.1 設計層せん断力（設計ベースシア係数）の確認

耐震基準では設計ベースシア係数を $0.2\alpha_{\max}$ より大きくしなければならないとしている。本設計では、長辺方向設計ベースシア係数 0.0354、短辺方向設計ベースシア係数 0.0313 とともに、 $0.2\alpha_{\max}=0.016$ より大きく、規定を満足している。

2.4.2 断面耐力確認

構造部材の断面計算は、次の設計式によらなければならない。

$$S \leq R / \gamma_{RE} \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここで、

S：構造部材の設計応力である。次の公式によらなければならない。

$$S = \eta (\gamma_G S_{GE} + \gamma_E S_{Ek}) \quad \dots\dots\dots (8)$$

η ：応力割増係数である。応力割増係数は、梁降伏先行とせん断破壊に対する曲げ破壊の先行を考慮した係数である。具体的には、本設計耐震等級 3 級の場合以下である。

梁：曲げ応力割増係数 1.0 せん断応力割増係数 1.1

柱：曲げ応力割増係数 1.3 せん断応力割増係数 1.56

また、参考として耐震等級 2 級の場合を以下に示す。

梁：曲げ応力割増係数 1.0 せん断応力割増係数 1.2

柱：曲げ応力割増係数 1.5 せん断応力割増係数 1.95

（剛性が一番弱い層に柱・梁の応力割増係数をさらに1.15倍すること）

γ_G ：重量（長期荷重）に関する荷重係数である。通常は 1.2 とする。

S_{GE} ：長期荷重による応力である。

γ_E ：水平地震力の作用に関する荷重係数である。1.3 とする。

S_{Ek} ：水平地震力による応力である。

R：構造部材の耐力である。材料の設計値で計算する。計算公式による結果は、同一の材料強度を用いる限り日本とほぼ同じである。

γ_{RE} ：構造部材の耐力調整係数で、本設計では梁・柱曲げ耐力調整係数は 0.75、梁・柱せん断耐力調整係数は 0.85 である。

(1)、(2) 式を下のように変換して、梁・柱の曲げに対する、本設計での実際上の設計応力を左辺に示す。

$$\gamma_{RE} \eta (\gamma_G S_{GE} + \gamma_E S_{Ek}) \leq R \quad \dots\dots\dots (9)$$

梁の曲げに対しては、 $\gamma_{RE}=0.75$ 、 $\eta=1.0$ 、 $\gamma_G=1.2$ 、 $\gamma_E=1.3$ であるので、(9) 式は下となる。

$$0.9S_{GE} + 0.975S_{Ek} \leq R \quad \dots\dots\dots (10)$$

また、柱の曲げに対しては、 $\gamma_{RE}=0.75$ 、 $\eta=1.3$ 、 $\gamma_G=1.2$ 、 $\gamma_E=1$ であるので、(9)式は下となる。

$$1.17S_{GE}+1.27S_{Ek}\leq R \quad \dots\dots\dots (11)$$

このように実際上の梁の設計曲げモーメントは $S_{GE}+S_{Ek}$ と大きくは変わらないが、柱の設計曲げモーメントは $S_{GE}+S_{Ek}$ に対して約1.2倍大きくしていることが分かる。

2.4.3 層間変形確認

1) 小地震弾性計算の場合

小地震弾性計算の場合は表 2.8 に示した層間変形角限界値を超えてはならない。本設計例では層間変形角の最大値は 1/1200 であり、1/550 を超えなかったので、満足している。

表 2.8 弾性層間変形角の限界値 [θ_e]

	構造形式	[θ_e]
鉄筋コンクリート造	純ラーメン構造	1/550
	フレーム耐震壁、スラブ・柱・耐震壁、コアチューブフレーム構造	1/800
	耐震壁、ダブルチューブ構造	1/1000
	フレーム支持構造	1/1000

2) 大地震弾塑性計算の場合

大地震弾塑性計算の場合は表 2.9 に示した層間変形角限界値を超えてはならない。本設計では大地震弾塑性計算を行わないが、参考として示した。

表 2.9 弾塑性層間変形角の限界値 [θ_p]

	構造形式	[θ_p]
鉄筋コンクリート造	単層の柱による架構	1/30
	純ラーメン構造	1/50
	低層部ラーメン組積造のラーメン架構・耐震壁部分	1/100
	フレーム耐震壁、スラブ・柱・耐震壁、コアチューブフレーム構造	1/100
	耐震壁、ダブルチューブ構造	1/120

2.4.4 その他の構造規定

耐震等級 3 の場合について、その他の構造規定を以下に示す。

1) 梁の配筋規定

1. 上端下端とも 2-D12 以上とし、梁端部の引張鉄筋比は 2.5%以下とする。また下端配筋量は上端配筋量の 0.3 倍以上とする。
2. 梁端部におけるあばら筋最大間隔は（梁断面高さの1/4、主筋最小径の8倍、100mm）のうち最小値とする。また、あばら筋はD8以上とする。

2) 柱の配筋規定

1. 主筋の主筋比は中柱および側柱では0.7%以上、隅柱では0.8%以上とするが、5%以下とする。また辺側鉄筋比は0.2%以上とする。
2. 柱端部におけるフープ筋最大間隔は（主筋最小径の8倍、150mm）のうち最小値とする。ただし、最下層柱脚は100mm以下とする。フープ筋はD8以上とする。

3) 柱の軸圧比制限

1. 軸圧比は 0.85 以下とする。なおこの制限が緩いので日本と比べて断面サイズが小さくて済む。

第3章 中国の耐震設計基準法により 設計建物

- 3.1 建物概要
- 3.2 設計概要
- 3.3 柱・梁端面と鉄筋比
- 3.4 使用材料

3.1 建物概要

本建物の場所は中国河南省信陽市である。建物は鉄筋コンクリート5階（地下なし、屋上ベントハウス）建ての純ラーメン構造である。建物高さは1階では4.65mで他では3.6mである。平面形状は工字形であり、平面上下が耐震スリットにより分離されているので（図3.1）、今回は下部の半分を解析モデルにした。平面形状は長辺方向10スパン、短辺方向5スパンである。柱サイズは45×45cm角、40×40cm角が多く、梁サイズは30×60cm、30×70cmが多い。スラブ厚さは100mmである。解析用平面図を図3.2(a)、図3.2(b)、図3.2(c)、図3.2(d)に示す。また断面図を図3.3に示す。

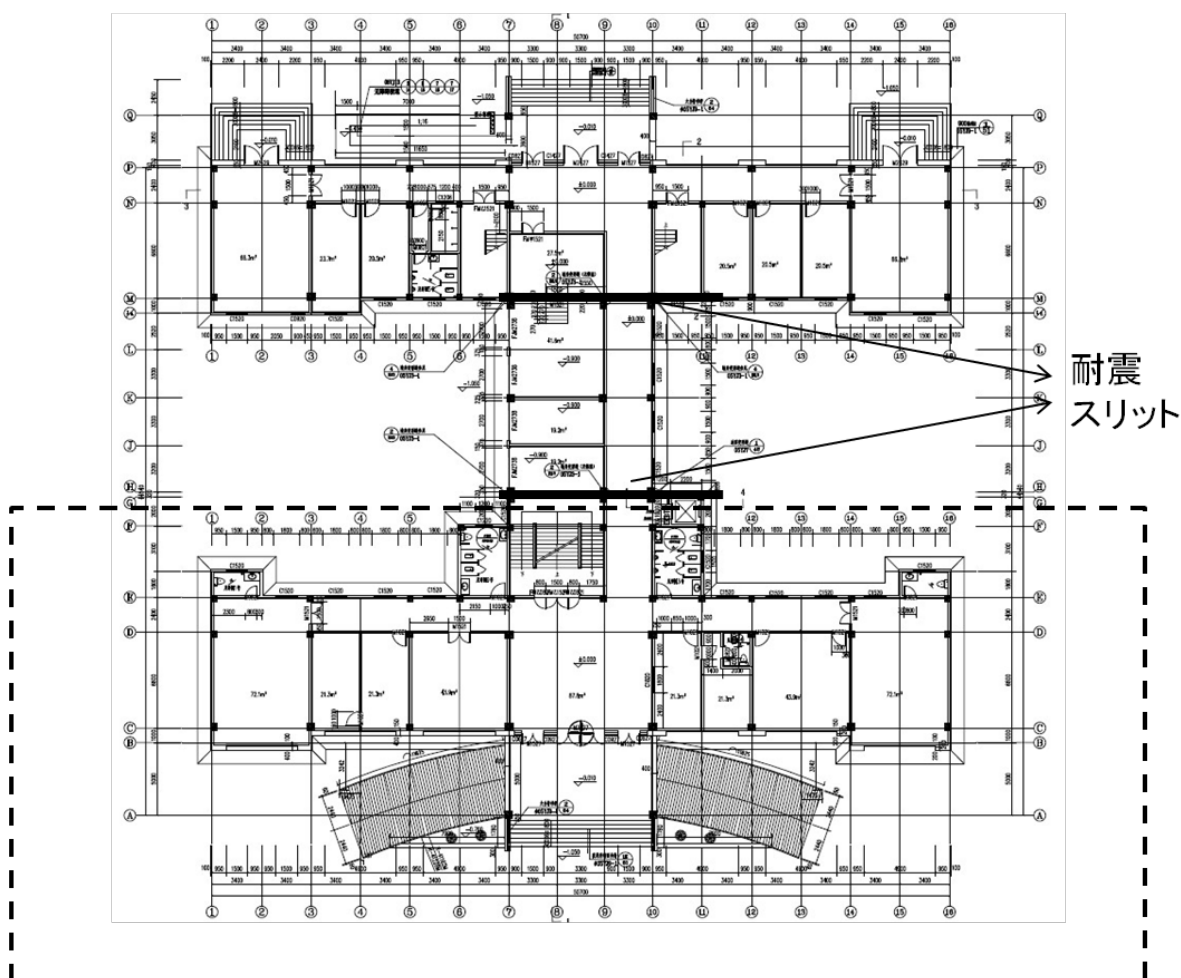


図3.1 平面図

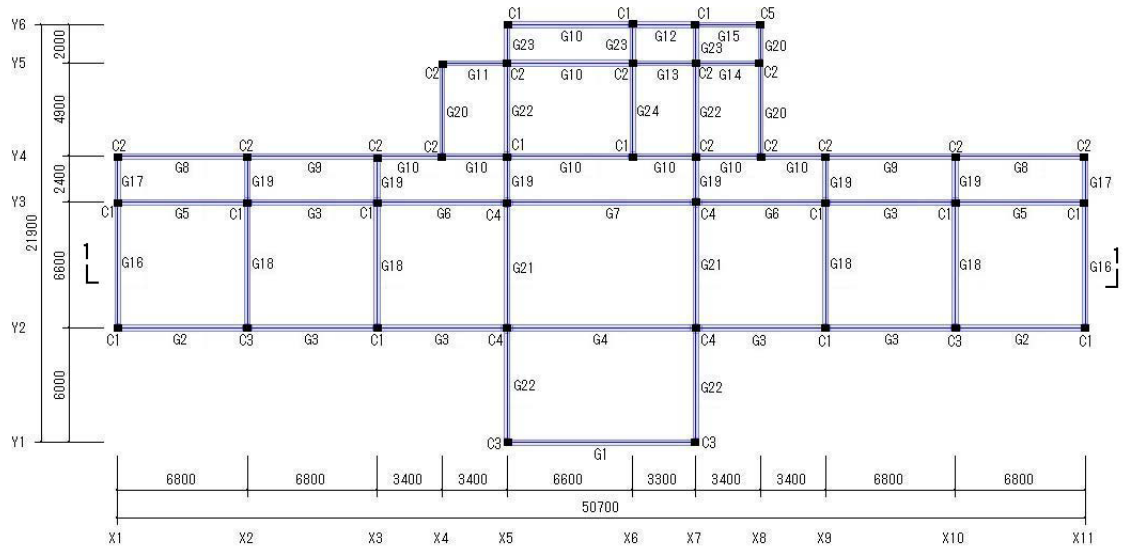


図 3.2(a) 1 層平面図

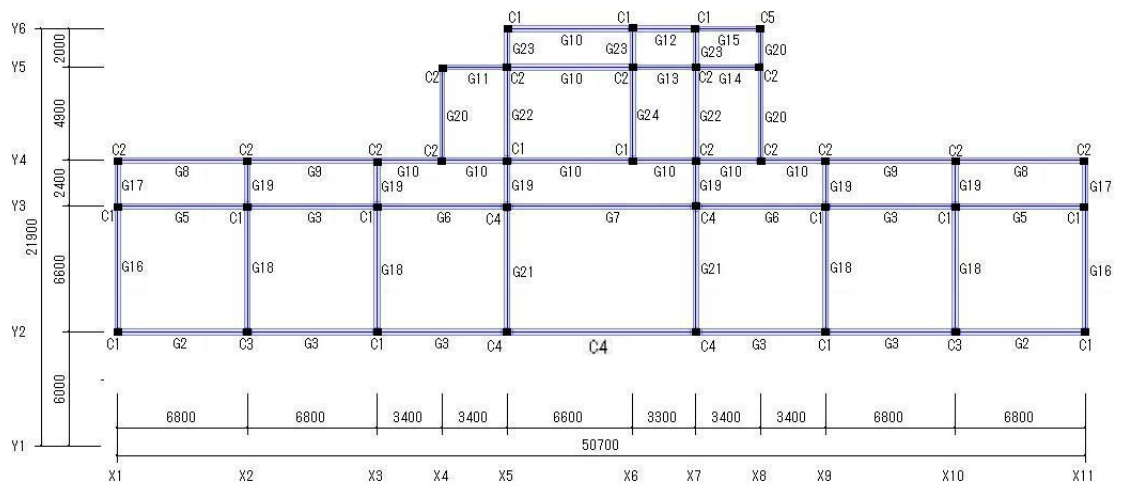


図 3.2(b) 2、3、4 層平面図

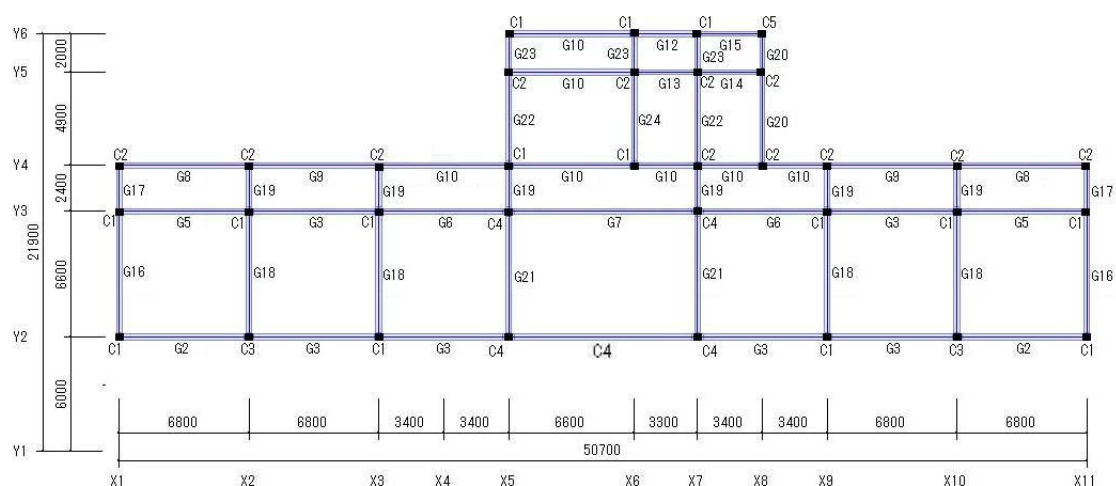


図 3.2(c) 5 層平面図

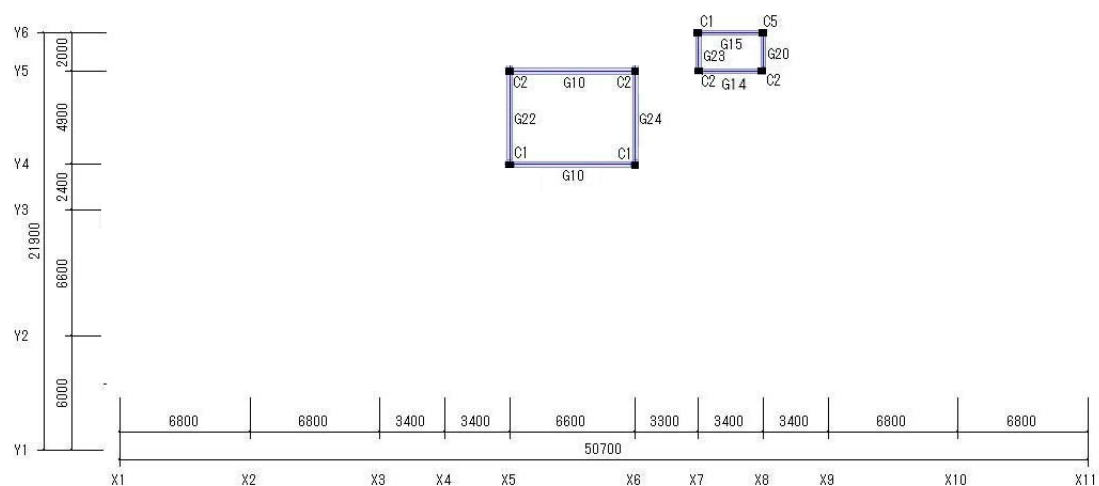


図 3.2(d) R 層平面図

本研究では、一層梁と定義する

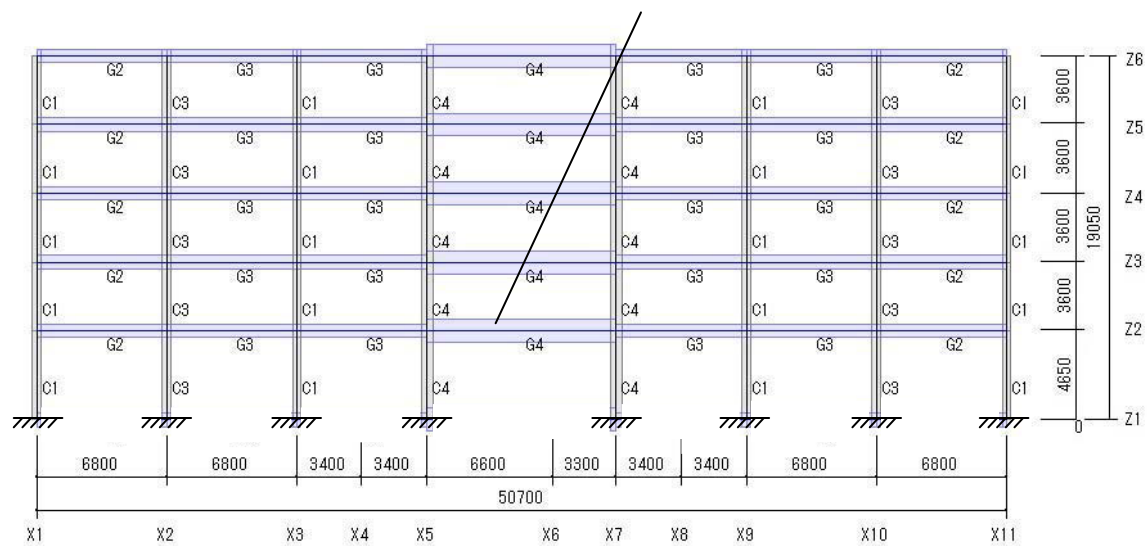


図 3.3 1-1 断面図

3.2 設計概要

設計時に重要な内容を再録すると、地震烈度：7度、耐震等級：3級、基盤特性周期：0.35s、設計ルート：ルート1、設計用ベースシア係数の最大値 α_{\max} ：0.08、設計ベースシア係数：長辺方向 0.0354、短辺方向 0.313、である。なお、建物全重量(固定荷重＋積載荷重)は 42249KN、各層重量は平均で 14KN/m²である。本設計では、柱、梁の断面寸法と配筋を全層まったく同じとした。

3.3 柱・梁断面と鉄筋比

すべての柱・梁断面を付録1に示す。最も多い柱、梁の断面・鉄筋比をそれぞれ表3.1、表3.2に示す。C1柱の主筋比 P_g は配筋規定の最小値 0.8%で決まっている。

表 3.1 柱断面と鉄筋比

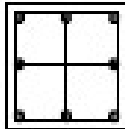
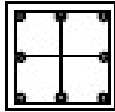

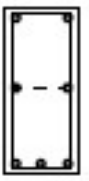
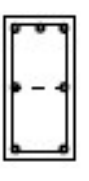
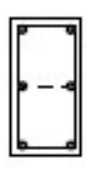
柱記号	C1	C2
断面	450×450	400×400
位置	全断面	全断面
1階～R階		
主筋	8-D16	8-D16
帯筋	端部：田-D8@100 中央：田-D8@150	端部：田-D8@100 中部：田-D8@150
主筋比 P_g	0.80%	1.00%
せん断補強筋比 P_w	0.35%	0.38%

表 3.2 梁断面と鉄筋比

梁記号		G3		G18	
断面	b × D	300 × 700		300 × 600	
位置		端部	中央	端部	中央
1 層～R 層					
配筋	上端	4-D20	2-D20	3-D20	2-D20
	下端	3 - D22	3 - D22	2 - D22	2 - D22
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100	2-D8@150
	腹筋	2-D10		2-D10	
引張鉄筋比 P_t		端部上端 0.63% 中央下端 0.58%		端部上端 0.56% 中央下端 0.45%	
せん断補強筋比 P_w		端部 0.33%、中央 0.22%		端部 0.33%、中央 0.22%	

3.4 使用材料

1) コンクリート

コンクリート等級：C30（150mm の立方体強度で $F_{cu}=30\text{N/mm}^2$ 、 F_{cu} については後述する。）

設計強度： 14.3N/mm^2

コンクリート単位容積重量： 25KN/m^3

ヤング係数 E_c ： 30000N/mm^2

2) 鉄筋

鉄筋種類：HRB400、HPB300

HRB400：設計降伏強度 360 N/mm^2 （標準降伏強度 400 N/mm^2 ）、

ヤング係数 $E_c=200000\text{N/mm}^2$

HPB300：設計降伏強度 270 N/mm^2 （標準降伏強度 300 N/mm^2 ）、

ヤング係数 $E_c=210000\text{N/mm}^2$

鉄筋単位容積重量： 78 KN/m^3

梁主筋：HRB400 で、D14、D20、D22

柱主筋：HRB400 で、D16、D20

あばら筋/帯筋：HPB300 で、D8

スラブ筋：HRB400 で、D10

第 4 章 日本耐震基準法による 耐震安全性の評価

4.1 静的弾塑性解析

4.1.1 部材モデル

4.1.2 解析条件

4.1.3 解析結果と考察

4.1.4 地震力分布比較

4.2 動的弾塑性解析

4.2.1 部材復元力特性

4.2.2 入力地震動

4.2.3 数値解析手法および減衰

4.2.4 解析結果と考察

4.1 静的弾塑性解析

長辺方向と短辺方向について、それぞれ立体（3次元）静的弾塑性解析を行った。

4.1.1 部材モデル

柱、梁は端部に剛域を有する線材に置換し、危険断面位置を柱梁フェイスとした。

1) 梁のモデル化

梁には曲げ変形およびせん断変形を考慮し、材端ばねモデルで表した。図 4.1 に梁部材のばねモデルを示す。曲げひび割れ強度、曲げ終局強度、曲げ剛性低下率、せん断終局強度は技術基準解説書に基づいて算定した。せん断ひび割れは考慮せず、せん断および曲げ降伏後の剛性低下率は初期剛性に対して 1/1000 とした。曲げ終局強度には梁片側 1m のスラブ有効幅を考慮した。梁曲げ剛性には付帯スラブによる剛性増大率として 1.5~2 を考慮した。結果的には梁にせん断破壊は生じなかった。

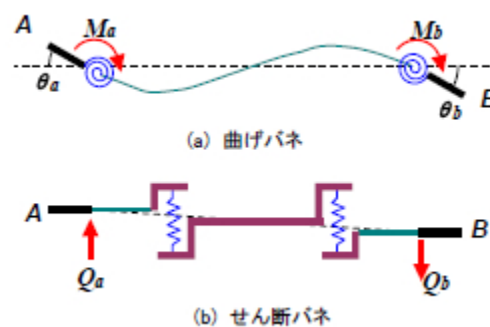


図 4.1 梁部材-ばねモデル

2) 柱のモデル化

柱には曲げ変形とせん断変形を考慮し、曲げに対しては軸力変動を考慮したモーメント・軸力相関モデルを用いた。曲げひび割れ強度、曲げ終局強度、曲げ剛性低下率、せん断終局強度は技術基準解説書に基づいて算定した。せん断ひび割れは考慮せず、せん断および曲げ降伏後の剛性低下率は初期剛性に対して 1/1000 とした。結果的には柱にせん断破壊は生じなかった。

1.2 解析条件

1) コンクリート強度の換算

中国ではコンクリートは、C15～C80 のような等級で分けている。

本設計では強度等級 C30 ($F_{cu}=30\text{N/mm}^2$) のコンクリートを用いている。中国のコンクリート強度等級は、日本と違って辺長 150mm の立方体の圧縮試験で得られた強度である。

中国のコンクリートの強度等級を日本のコンクリート基準強度に換算するためには、立方体から円柱体への強度の換算が必要であり (図 4.2)、ここでは、三浦尚著：土木材料学 (改訂版)、コロナ社文献を参考して次の換算式を用いた。

$$F_c = 0.75 \times F_{cu} \dots \dots \dots (6)$$

(F_c : 日本のコンクリート基準強度、 F_{cu} : 中国コンクリートの強度等級)

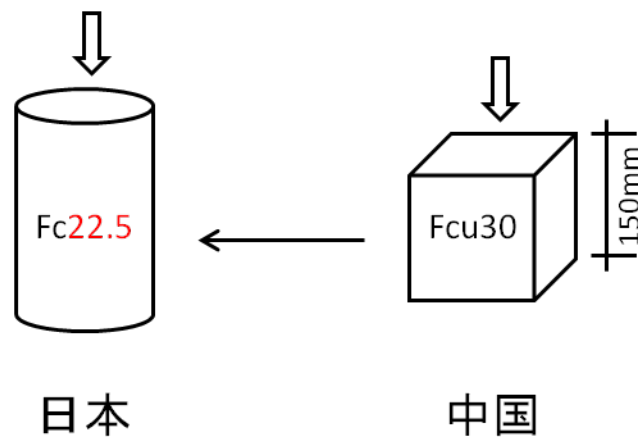


図 4.2 立方体から円柱体への強度の換算イメージ図

中国のコンクリート強度 C30 は日本の $F_{c22.5}$ に相当した。またコンクリートのヤング係数、せん断弾性係数は日本の基準式により算定した。コンクリート強度を設計では 14.3 N/mm^2 としているのに対して、解析では 22.5 N/mm^2 としていることに留意する必要がある。

2) 鉄筋サイズの変換等

解析ソフトには中国の鉄筋サイズ (D8、D14、D20) が無かったので、日本の鉄筋サイズを使うために $\sigma_y \times A_s$ が同一になるように σ_y を変えて対処した。なお、主筋の降伏強度を設計では 360 N/mm^2 としているのに対して、解析では 440 N/mm^2 としていることに留意する必要がある。

3) 解析上の仮定

各階で剛床を仮定し、階全体のねじれ変形を考慮した。最下層柱脚固定と仮定した。また $P-\Delta$ 効果は無視した。

4) 地震力分布

地震力分布には中国の地震力分布を用いた。中国の水平地震力 (外力) 分布を図 4.3 に示す。水平地震力 (外力) 分布は一層の外力を 1 に基準化したものである。

また、長期荷重による応力を初期応力として考慮した。

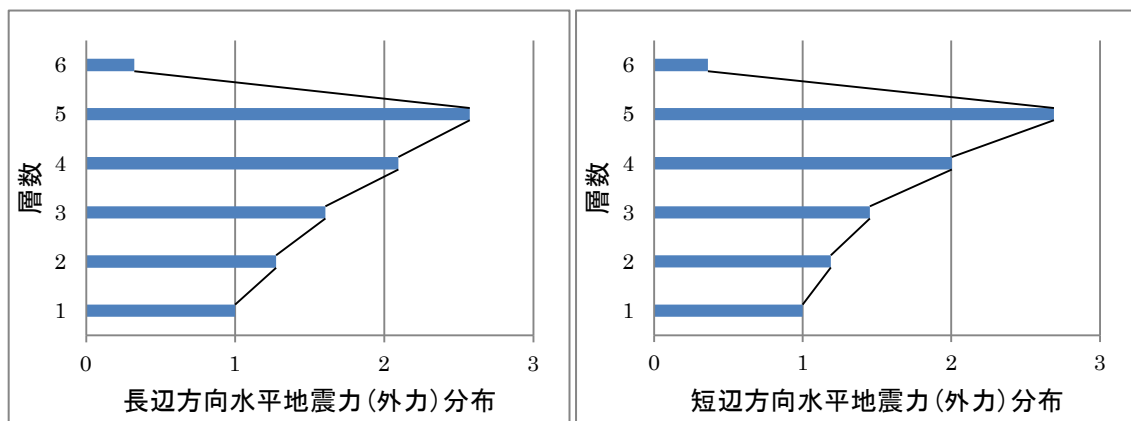


図 4.3 中国の水平地震力 (外力) 分布

4.1.3 解析結果と考察

1) 解析結果

長辺方向は1層メカニズムとなり、短辺方向は1層～3層の連層メカニズムとなった。崩壊形式は曲げ破壊だと考えられます。メカニズムまでの層せん断力と層間変形関係を図4.4に示す。また、メカニズム時のヒンジ図（一部だけ示したが、他も同じメカニズムであったことを確認している。全てのメカニズム時ヒンジ図を付録2に示す）とそのときの荷重と変形を図4.5と表4.1に示す。

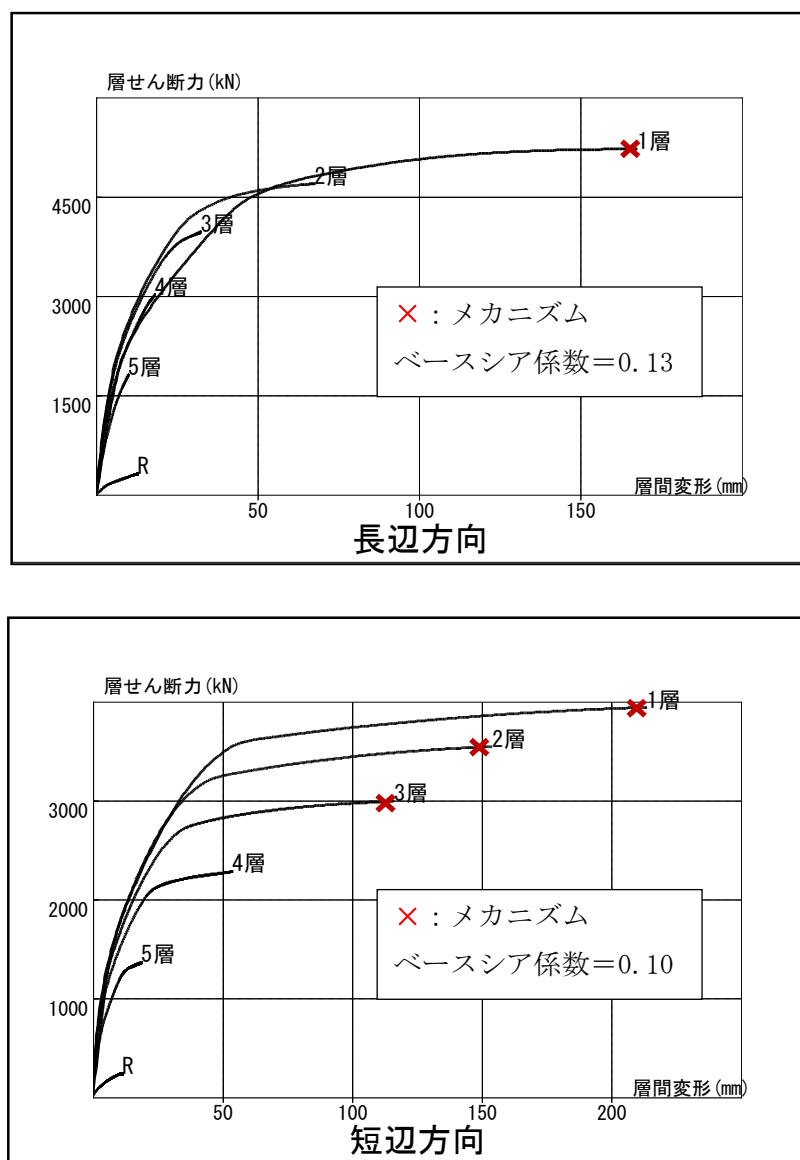


図 4.4 層せん断力-層間変形

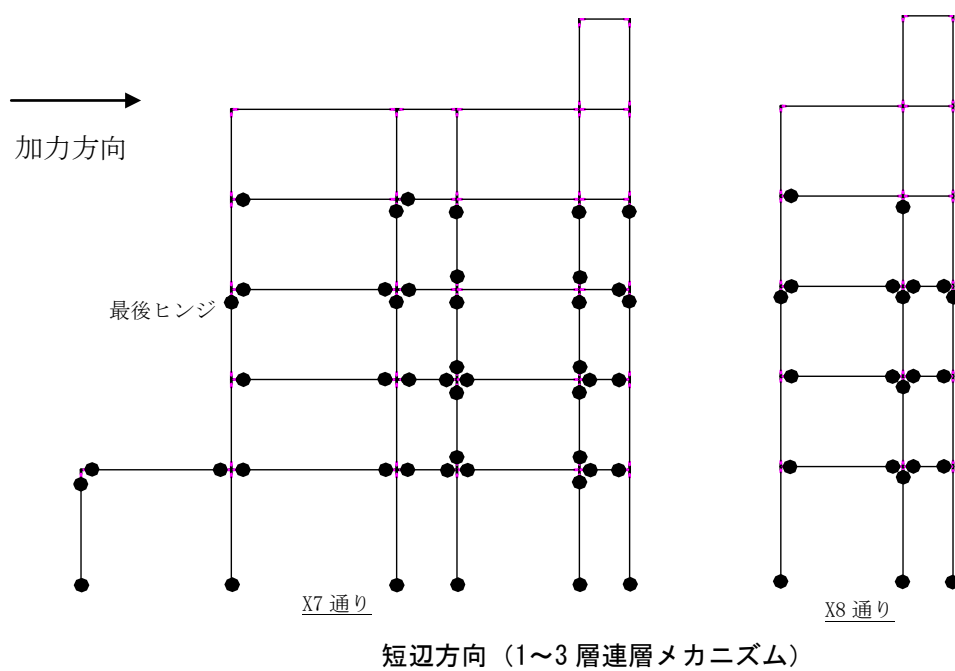
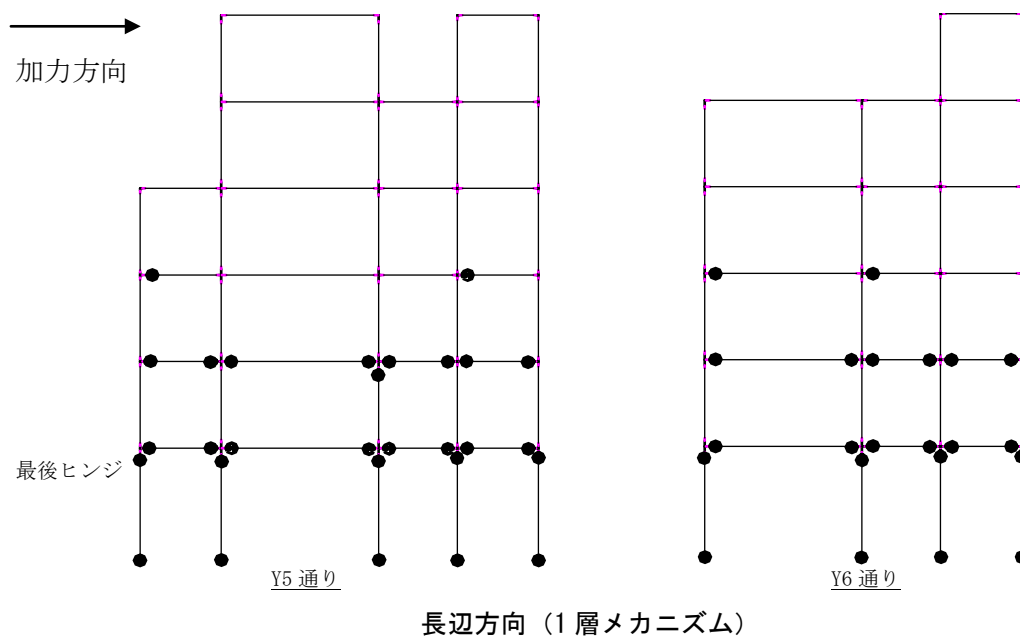


図 4.5 メカニズム時ヒンジ図 (●: 曲げヒンジ)

表 4.1 メカニズム時の荷重と変形

長辺方向				
層	せん断力 (KN)	せん断力係数	層間変形 (mm)	層間変形角
R	190	0.31	5.9	1/607
5	1706	0.21	8.9	1/404
4	2941	0.18	17.1	1/210
3	3887	0.16	30.2	1/119
2	4637	0.14	60.3	1/60
1	5227	0.13	157.5	1/30
短辺方向				
層	せん断力 (KN)	せん断力係数	層間変形 (mm)	層間変形角
R	165	0.27	7.6	1/474
5	1397	0.18	19.1	1/188
4	2314	0.14	55.9	1/64
3	2979	0.12	118.4	1/30
2	3522	0.11	156.7	1/23
1	3979	0.10	219.3	1/21

2) 考察

図4.4 層せん断力と層間変形関係を見ると、1層の剛性が他の層より低いことが分かります。これは、1層から最上層まで断面と配筋がまったく同じして、一層の柱の高さが他の層より高いことが理由だと考えられます。R層はペントハウス効果である。

メカニズム時の層間変形角は長辺方向：1/30、短辺方向：1/22 であり、ものすごい変形をしたことが分かる。実際はメカニズム時の前、層間変形角 1/100（層間変形 50mm）のところにもう既にヒンジがたくさんできて、1/1000 勾配に上昇し、 $(1/1000 \times 100 = 1/10)$ 部材強度が約1割高くなったと考えられます。図4.6 に示す。

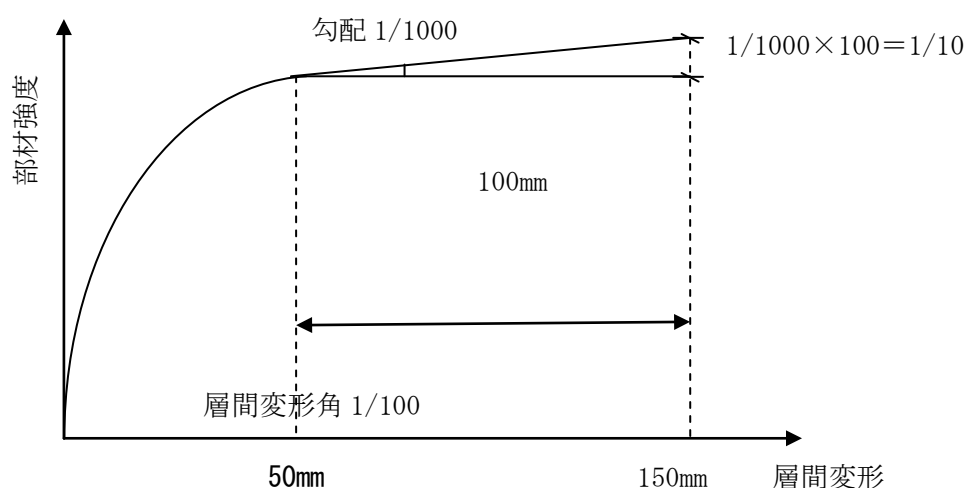


図4.6 保有耐力が約1割高くなったイメージ図

長辺方向は1層メカニズムとなり、短辺方向は1層～3の連層メカニズムとなった原因を探るために、長辺方向 Y2 フレーム、短辺方向 X5 フレームについて曲げ耐力と設計値の比を調べた。設計値は $SGE + SE_k$ として求めた。曲げ耐力と設計値の比の平均値を表4.2に示す。

表 4.2 曲げ耐力と設計値の比

長辺方向 Y2 フレーム				
柱	曲げ耐力/設計値		梁	曲げ耐力/設計値
5 層柱	7.41		5 層梁	2.97
4 層柱	5.58		4 層梁	2.78
3 層柱	4.92		3 層梁	2.63
2 層柱	4.73		2 層梁	2.51
1 層柱	3.18		1 層梁	2.43
短辺方向 X5 フレーム				
柱	曲げ耐力/設計値		梁	曲げ耐力/設計値
R 層柱	6.13		R 層梁	9.6
5 層柱	9.71		5 層梁	5.61
4 層柱	6.33		4 層梁	4.18
3 層柱	5.82		3 層梁	3.17
2 層柱	5.26		2 層梁	2.61
1 層柱	3.34		1 層梁	2.31

柱・梁の曲げ耐力と設計値の比が上層に行くほど大きく(強く)なるのは全層で断面と配筋を同じとしたからであり、また同じ理由から、下層階でのメカニズム、具体的には長辺方向は1層メカニズム、短辺方向は1層～3層の連層メカニズムとなった、と考えられる。

長辺方向のメカニズム時ベースシア係数は、設計ベースシア係数 0.0354 に対して 0.13、短辺方向のメカニズム時ベースシア係数は設計ベースシア係数 0.0313 に対して 0.10 であり、設計値に対して保有水平耐力は3倍以上になっている。長辺方向は1層メカニズムであるので保有水平耐力は1層柱の耐力で決まる(図 4.7)。1層柱の曲げ耐力が設計値の約3倍であったこと(表 4.2 上)が保有耐力上昇の理由である。

一方、短辺方向は1層～3層の連層メカニズムであるので保有水平耐力は1層、2層の梁と1層、3層の柱耐力で決まる(図 4.8)。1層、2層の梁曲げ耐力が設計値の平均 2.5 倍、1層、3層柱の曲げ耐力が設計値の平均 4.6 倍になっていること(表 4.2 下)が保有耐力上昇の理由である。

外力仕事＝内力仕事

外力×水平変形量＝曲げ耐力×回転角

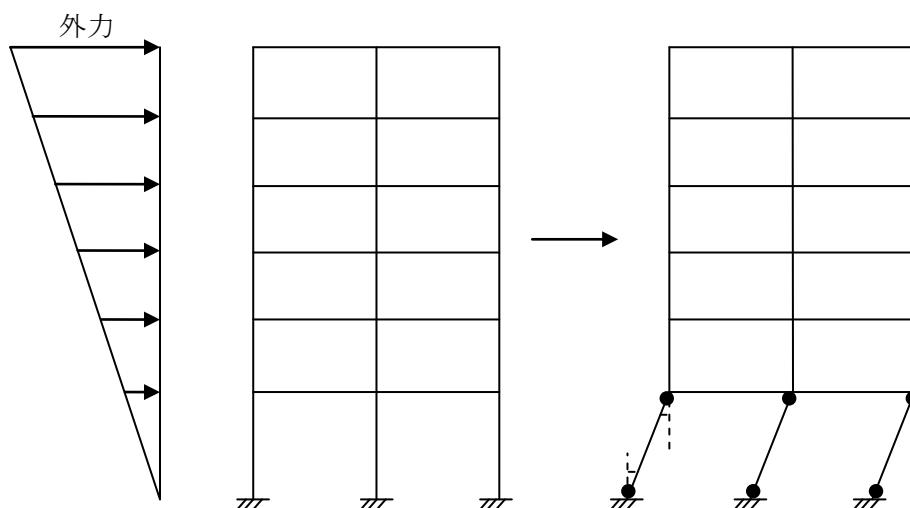


図 4.7 長辺方向-1 層メカニズムイメージ図

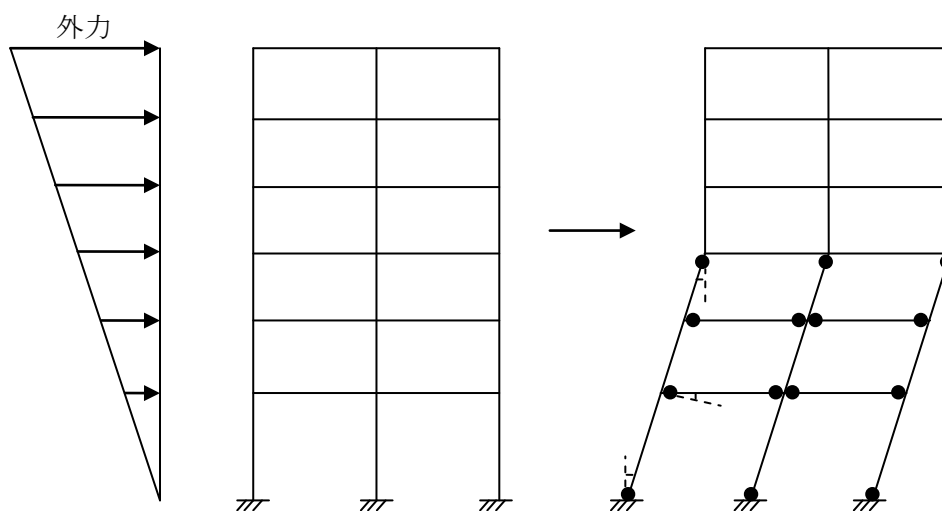
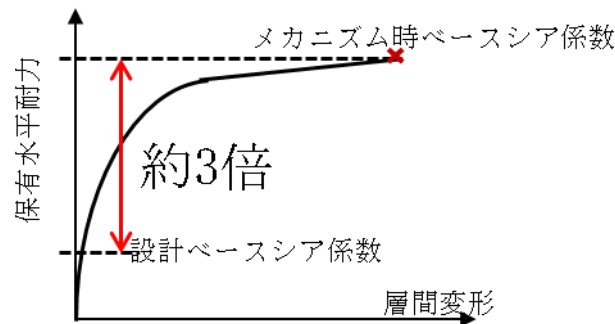


図 4.8 短辺方向-1～3 層連層メカニズムイメージ図

設計値に対して実際の強度が高かったのであるが、その理由としては、以下に示す。



- 1) 短辺方向については断面と配筋を全階同一としたことなどが考えられる。
- 2) 設計用コンクリート強度 14.3N/mm^2 に対して、解析では 22.5N/mm^2 としていること、設計用鉄筋強度 360N/mm^2 に対して、解析では 440N/mm^2 高くとしていることが考えられる。(1.3 倍)
- 3) 柱の主筋配筋が最小値規定 ($P_g=0.8\%$) で配筋が決まったところがあることなどが考えられる。
- 4) 剛性が一番弱い層に応力割増係数を 1.15 倍する規定があることから、本建物の剛性が一番弱い一層の柱・梁に応力割増係数 1.15 倍したことが考えられます。(1.15 倍)
- 5) メカニズム時の層間変形角は長辺方向：1/30、短辺方向：1/22 であり、ものすごい変形をしたことで、実際はメカニズム時の前、層間変形角 1/100 (層間変形 50mm) のところにもう既にヒンジがたくさんできて、1/1000 勾配に上昇し、 $(1/1000 \times 100 = 1/10)$ 部材強度が約 1 割高くなったことが考えられる。(1.1 倍)
- 6) 長辺方向では、第 2 章 2.4.2 節の (11) 式に示したように柱の実際上の設計用曲げモーメントが設計値 ($S_{GE}+S_{Ek}$) の約 1.2 倍であったことなどが考えられる。(1.2 倍)
- 7) 柱・梁の配筋を設計値より少し余裕もって配筋したことなどが考えられる。

4.1.4 日中地震力分布比較

本建物について日本耐震基準と中国耐震基準による地震力（外力）分布を比較した。本建物についての日本と中国の地震力(外力)分布を図4.9に示す。水平地震力(外力)分布は一層の外力を1に基準化したものである。図4.9に示すように日本と中国の地震力分布は大体同じなので、日本のAi分布により地震力分布を用いて静的弾塑性解析結果が中国の地震力分布による解析結果と同じになった。

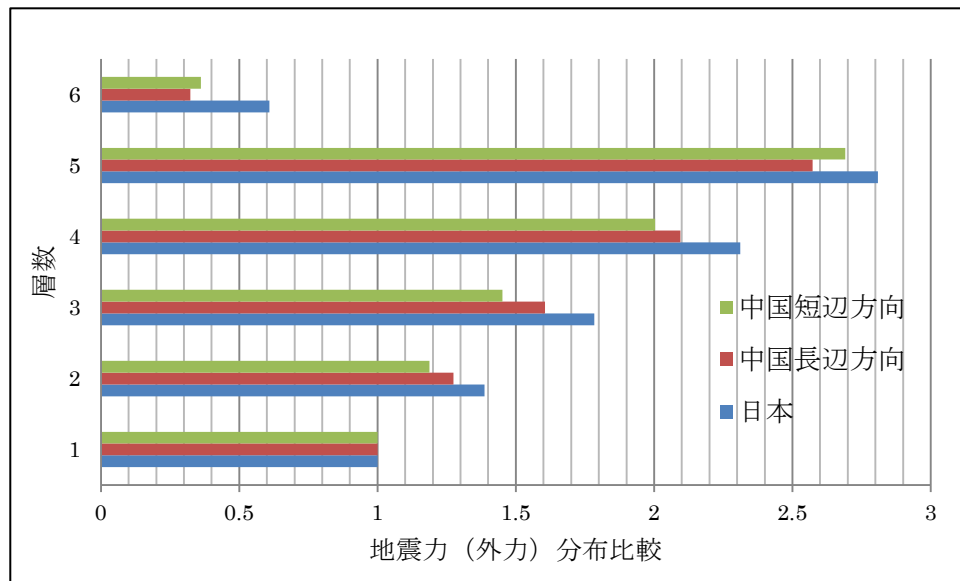


図 4.9 日本と中国の地震力（外力）分布

4.2 動的弾塑性解析

長辺方向と短辺方向について、それぞれ立体（3次元）動的弾塑性解析を行った。

4.2.1 部材復元力特性

梁の曲げバネには武田モデルを用い、除荷剛性低下指数は0.4とした。柱の曲げバネにはモーメント・軸力相関モデルを用いて、軸力変動を考慮した。柱・梁のせん断バネはトリリニアの原点指向型モデルとした。武田モデルと原点指向型モデルをそれぞれ図4.10、図4.11に示す。

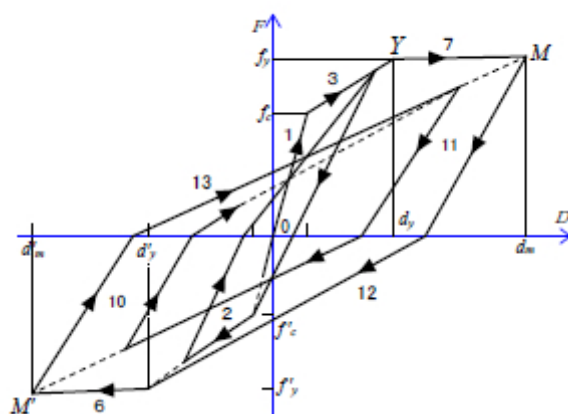


図 4.10 武田モデル

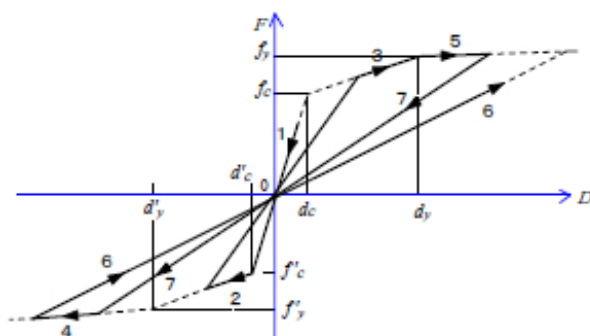


図 4.11 原点指向型モデル

4.2.2 入力地震動

入力地震動として、1940年観測したELCENTRO NS波（ELC NS）、1978年宮城県沖地震における東北大学NS波（TOH NS）、1968年十勝沖地震における八戸港EW波（HAC EW）の三つを用いた。応答加速度スペクトル、地震加速度の時刻歴をそれぞれ図4.12、図4.13に示す。解析では、原記録を最大速度50cm/sに基準化した地震動を使用した。最大速度50cm/sの場合の最大加速度、増幅倍率を表4.3に示す。なお、本解析では、P- Δ 効果を考慮してなかった。

表 4.3 入力地震波諸元

地震波	観測年	最大加速度 (gal)	最大速度 (kine)	50kine 基準の時の 最大加速度 (gal)	増幅倍率
ELC NS	1940	341.7	33.5	510.76	1.495
TOH NS	1978	258.23	36.2	356.67	1.381
HAC EW	1968	180.23	37.8	238.40	1.323

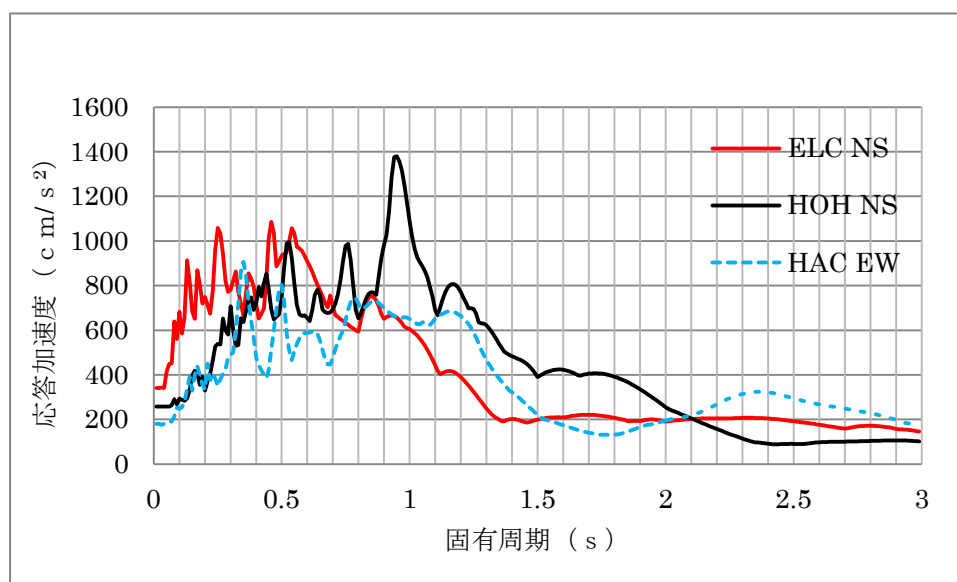


図 4.12 加速度応答スペクトル（減衰定数 $h=3\%$ ）

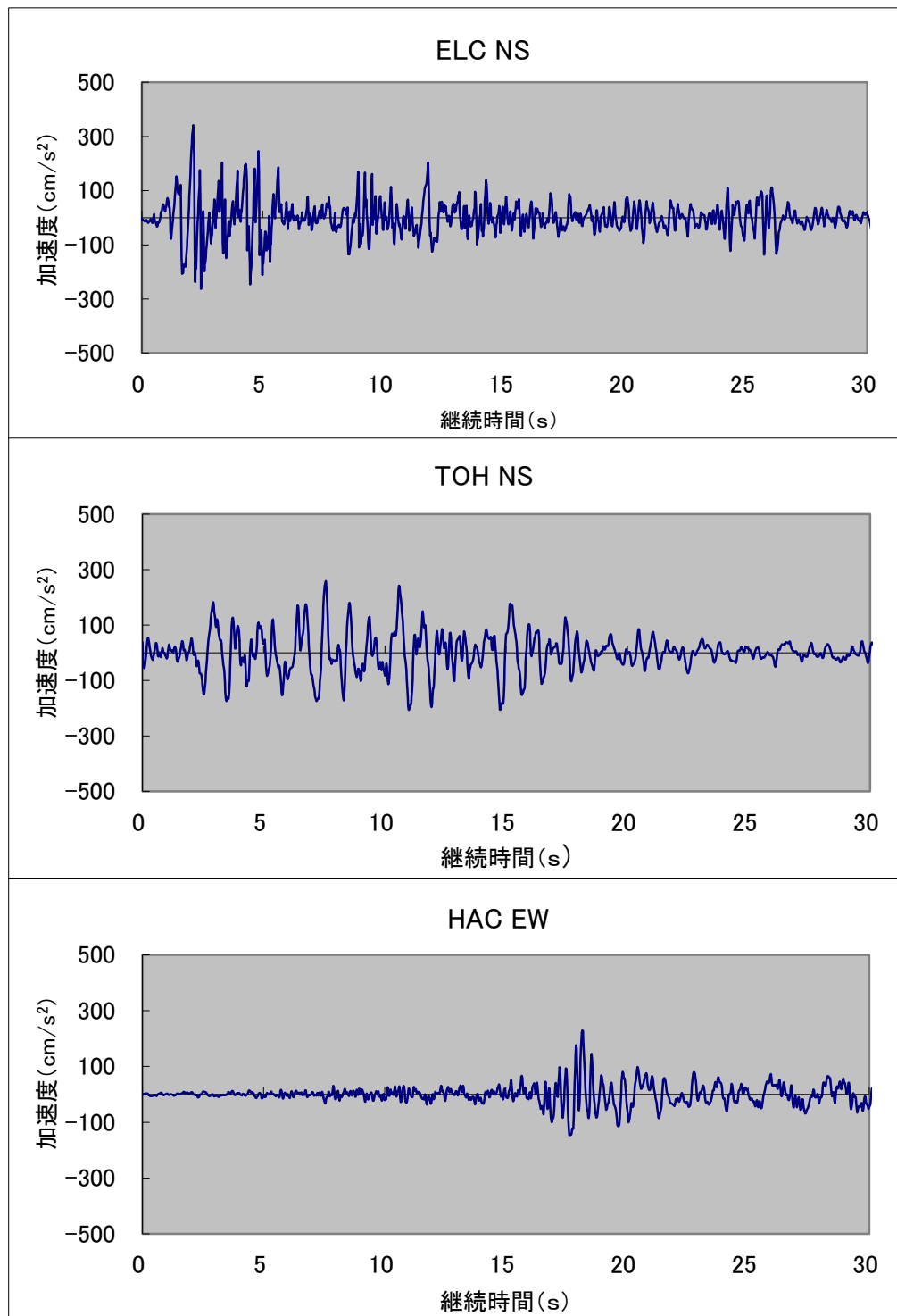


図 4.13 入力地震動の加速度時刻歴（原記録）

4.2.3 数値解析手法および減衰

地震応答解析の際の数値積分には、Newmark β 法のうちの平均加速度法 ($\beta = 1/4$) を用いた。計算時間間隔は 0.004 秒とし、終了時間を 30 秒とした。減衰は初期剛性比例型とし、減衰定数は $\eta = 0.03$ とした。また、長期荷重による応力を初期応力として考慮した。

4.2.4 解析結果と考察

1) 解析結果

動的解析を行った結果について、最大層せん断力係数、最大層間変形角を図 4.14 に示す。長辺方向の層間変位と時刻歴を図 4.15 に示す。HAC 波による長辺方向 1 層層せん断力と層間変形関係を図 4.16 に示す。また短辺方向 1.2.3 層の層せん断力と層間変形関係をそれぞれ図 4.17(a)、図 4.17(b)、図 4.17(c) に示す。メカニズムヒンジ図を確認した結果、せん断破壊は起こっていなかった。破壊形式は曲げ破壊だと考えられる。

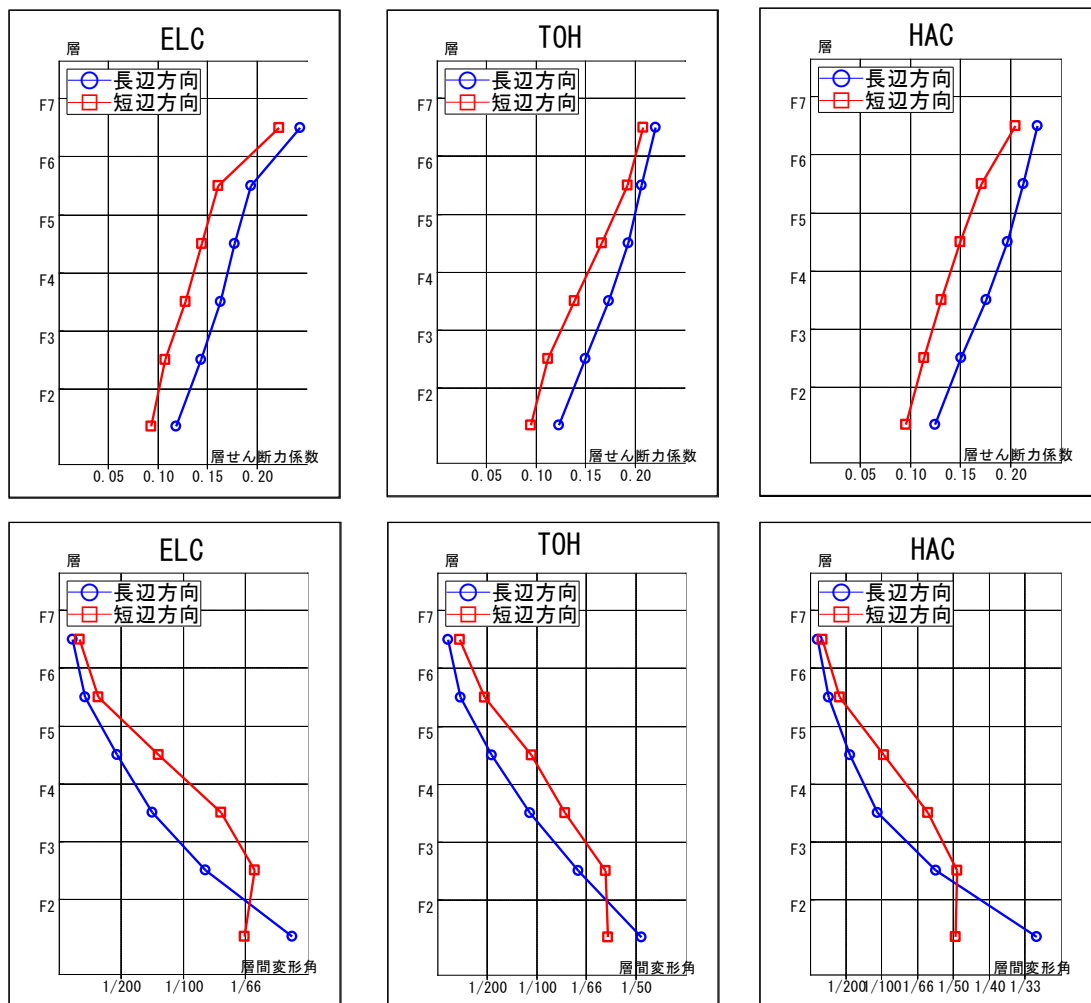


図 4.14 最大層せん断力、最大層間変形角

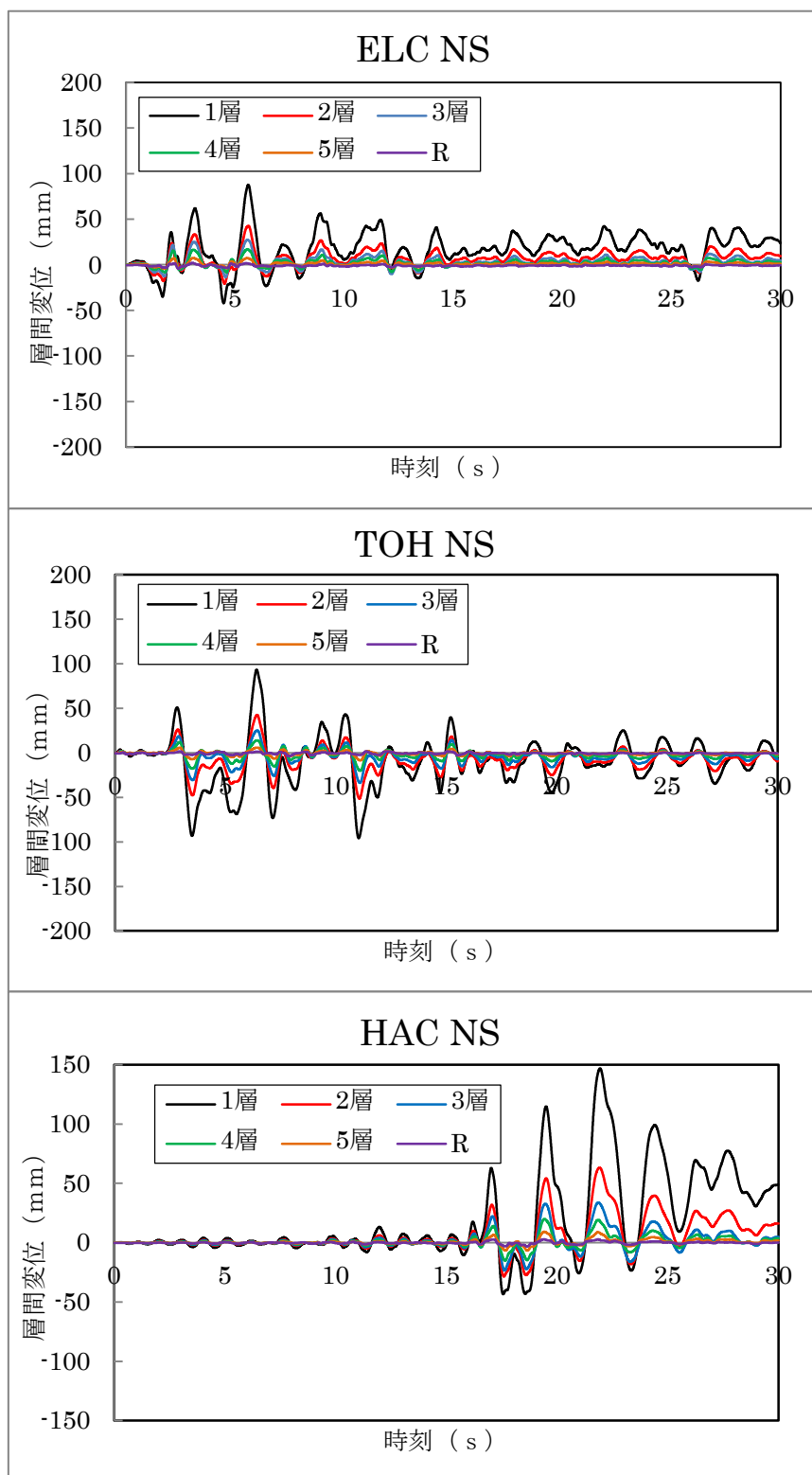


図 4.15 長辺方向 層間変位-時刻歴

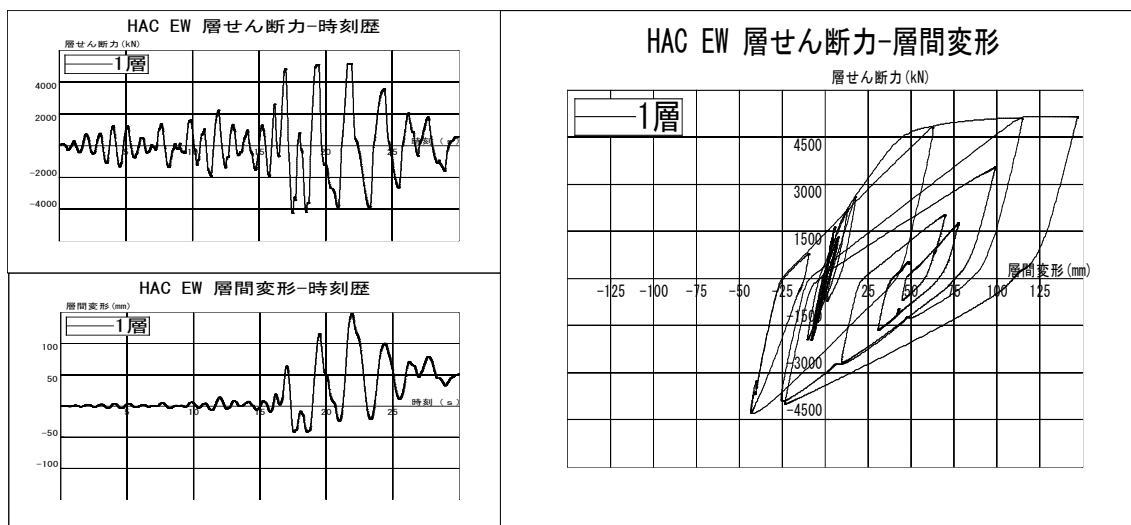


図 4.16 長辺方向 1 層層せん断力-層間変位

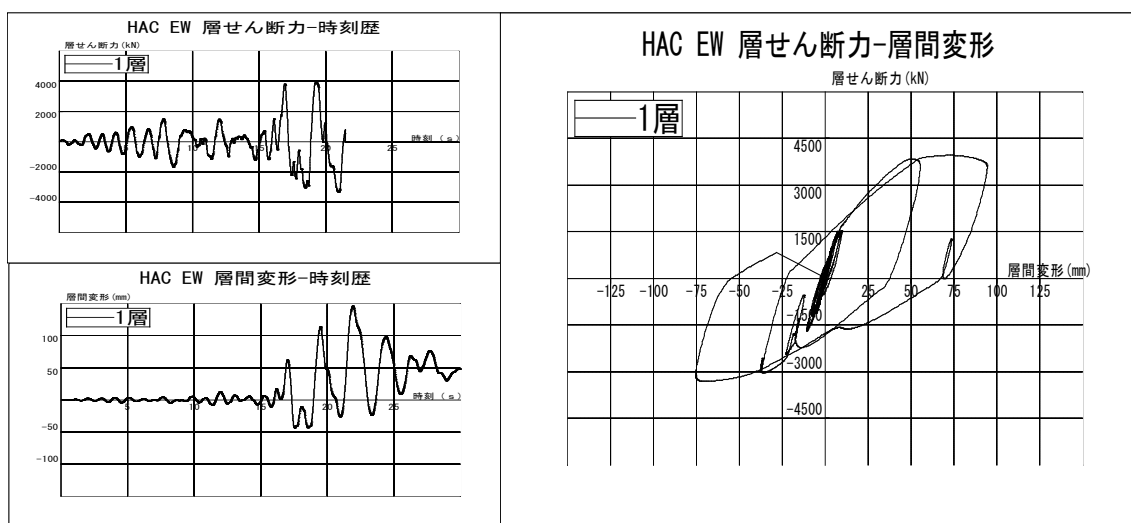


図 4.17(a) 短辺方向 1 層層せん断力-層間変位

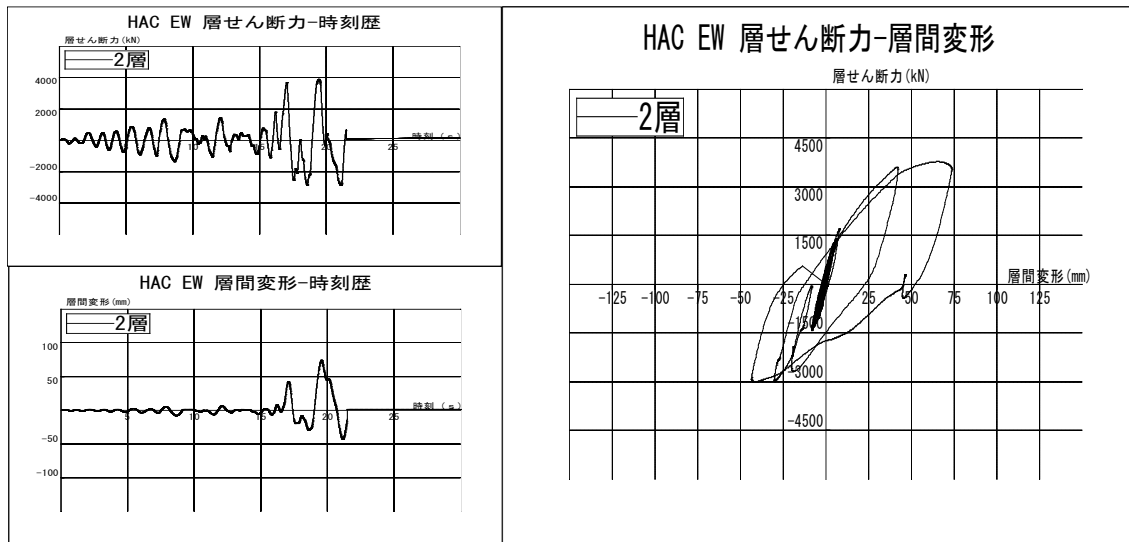


図 4.17 (b) 短辺方向 2 層層せん断力-層間変位

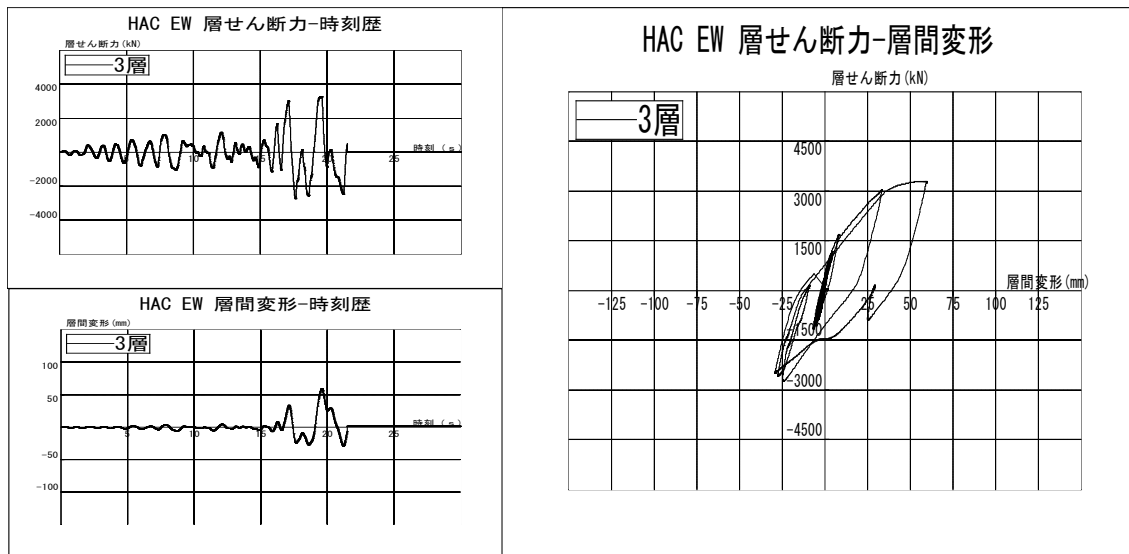


図 4.17 (c) 短辺方向 3 層層せん断力-層間変位

1) 考察

最大層せん断力係数は ELC 波に対して長辺方向 : 0.12、短辺方向 : 0.094、TOH 波に対して長辺方向 : 0.12、短辺方向 : 0.095、HAC 波に対して長辺方向 : 0.13、短辺方向 : 0.095 になった。静的弾塑性解析結果 (長辺方向 0.13、短辺方向 0.10) とほぼ同じであり、どの地震動でもメカニズムに達していることがわかる。最大層間変形角は ELC 波に対して 1/53、TOH 波に対して 1/48 で、HAC 波に対して 1/31 であり、二つの地震波 (TOH 波、HAC 波) に対して 1/50 を越えた。長辺方向の層間変位時刻歴を見ると、1 層変形が卓越している。動的解析の結果は静的解析の結果と基本的に同じであり、長辺方向では 1 層メカニズム、短辺方向では 1~3 層連層メカニズムが形成されていた。

第 5 章 結論

5.1 結論

本研究では実際に中国の耐震基準法に設計された建物を日本の耐震基準法による耐震安全性の評価について述べた。以下にまとめを記す。

- 1) 中国耐震基準法の断面設計は荷重係数、応力割増係数、耐力調整係数などがたくさんあって、非常に分かりにくいものとなっている。
- 2) 中国における設計地震力について、応答スペクトル法で定めているが、地震烈度7度の場合、設計ベースシア係数が約0.035であり、日本の設計ベースシア係数0.2に比べて非常に小さいものであった。また、柱の軸圧比の制限値が大きいため(0.85)、柱の断面サイズが小さくて済むことがわかった。
- 3) 本設計では柱、梁を1層から最上層まで断面寸法と配筋をまったく同じものにした結果、上層に行くほど曲げ耐力と設計用曲げモーメントの比が大きくなった(強くなった)。その結果として下層階でのメカニズム、具体的には長辺方向は1層メカニズム、短辺方向は1層～3層の連層メカニズムとなった。
- 4) 日本と中国の地震力分布について比較した結果、あまり変わらないことが分かった。
- 5) 中国の耐震基準法では設計用地震力が小さいため、日本でのレベル2の地震動に対して層間変形角が1/100に収まらず、1/50をも越えてしまった。

参考文献

- 1) 中国建築耐震規範 GB50011-2010
- 2) 中国高層建築コンクリート構造技術規程 JGJ3-201×
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010
- 4) 建築物の構造関係技術基準解説書、2007. 8
- 5) 三浦尚著：土木材料学（改訂版），コロナ社 2000. 5. 31
- 6) 構造システム：任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP Ver. 6 テクニカル
マニュアル、2012. 2
- 7) 日中建築耐震設計基準の比較その 1、その 2
(2002 日本建築学会学術講演概要集)
- 8) 日中基準による中低層 RC 造建物設計方法の比較
(2013 日中建築構造技術交流会論文集)
- 9) 代表的な観測地震波の加速度データ（1994 年研究助成版）
(財)日本建築センター 評定部 2002.12.9

謝辞

本研究を進めるにあたりご指導頂いた、指導教授の芳村學先生には心より感謝いたします。研究生として首都大学東京に入学してから、修士課程修了するまで、3年間、研究ではもちろんですが、特に、留学生の私に対しては、普段より様々なことを気にかけて頂きありがとうございました。いつも気軽に相談できる環境を作っていただき、何も分からない単なる若者である私に自由に勉強と研究の機会を与えて頂き、また社会人としての心構えなどをご指導頂き、本当にありがとうございました。

また、芳村研究室の助教山村一繁先生、客員研究員王述超先生には、私の質問に非常に分かりやすく答え頂き、深く感謝致します。

首都大学東京の北山和宏教授、高木准教授には、修論審査委員として、適切なご指導と貴重なご助言を頂き、謝意を表します。なお、日中建築構造技術者協会 109 部の皆様にも、貴重なご助言を頂き、謝意を表します。

先輩の磯上卓哉さん、武藤哲さん、伊藤祥さん、M2 の阿部泰浩さん、学部 4 年生の皆様、付き合って頂き、本当に感謝しています。

最後に、いままで自分を支えてきた家族、とくに未来の妻（金 エン）に感謝します。






2014 年 2 月

李 永根






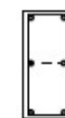
付録







1. 柱・梁断面表
2. 7度メカニズム時ヒンジ図
3. 8度設計例・解析結果と考察
 - 3.1 設計概要
 - 3.2 柱・梁断面と鉄筋比
 - 3.3 静的解析結果と考察
 - 3.4 動的解析結果と考察
4. 梗概







柱断面表
C1-C5







柱記号	C1	C2	C3	C4	C5
断面	450 × 450	400 × 400	500 × 500	600 × 500	400 × 300
位置	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面
1階～R階					
主筋	8-D16	8-D16	12-D16	隅 4-D20 中央8-D16	8-D16
フープ筋	田-D8@100	田-D8@100	田-D8@100	田-D8@100	田-D8@100

梁断面表
G9-G16





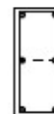
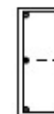
梁記号		G9			G10		
断面	b×D	300×700			300×700		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
一層～R層							
配筋	上端	3-D20	2-D20	2-D20	2-D20	2-D20	2-D20
	下端	2-D20	2-D20	2-D20	2-D20	2-D20	2-D20
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100
	腹筋	2-D10			2-D10		







梁記号		G11			G12		
断面	b×D	250×400			300×400		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
一層～R層							
配筋	上端	2-D14	2-D14	2-D14	2-D20	2-D20	2-D20
	下端	2-D14	2-D14	2-D14	2-D14	2-D14	2-D14
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@200	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100
	腹筋	なし			なし		







梁記号		G13			G14		
断面	b×D	250×400			250×400		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
一層～R層							
配筋	上端	2-D14	3-D14	3-D14	3-D14	2-D14	4-D14
	下端	3-D14	3-D14	3-D14	2-D14	2-D14	2-D14
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@200	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@200	2-D8@100
	腹筋	なし			なし		







梁記号		G15			G16		
断面	b×D	200×400			300×600		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
一層～R層							
配筋	上端	2-D20	2-D20	2-D20	3-D20	2-D20	4-D20
	下端	3-D14	3-D14	3-D14	2-D20	2-D20	2-D20
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@200	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100
	腹筋	なし			2-D10		

梁断面表
G9-G16







梁記号		G9			G10		
断面	b×D	300×700			300×700		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
一層～R層							
配筋	上端	3-D20	2-D20	2-D20	2-D20	2-D20	2-D20
	下端	2-D20	2-D20	2-D20	2-D20	2-D20	2-D20
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100
	腹筋	2-D10			2-D10		







梁記号		G11			G12		
断面	b×D	250×400			300×400		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
一層～R層							
配筋	上端	2-D14	2-D14	2-D14	2-D20	2-D20	2-D20
	下端	2-D14	2-D14	2-D14	2-D14	2-D14	2-D14
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@200	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100
	腹筋	なし			なし		

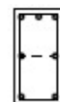

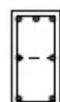



梁記号		G13			G14		
断面	b×D	250×400			250×400		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
一層～R層							
配筋	上端	2-D14	3-D14	3-D14	3-D14	2-D14	4-D14
	下端	3-D14	3-D14	3-D14	2-D14	2-D14	2-D14
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@200	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@200	2-D8@100
	腹筋	なし			なし		







梁記号		G15			G16		
断面	b×D	200×400			300×600		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
一層～R層							
配筋	上端	2-D20	2-D20	2-D20	3-D20	2-D20	4-D20
	下端	3-D14	3-D14	3-D14	2-D20	2-D20	2-D20
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@200	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100
	腹筋	なし			2-D10		

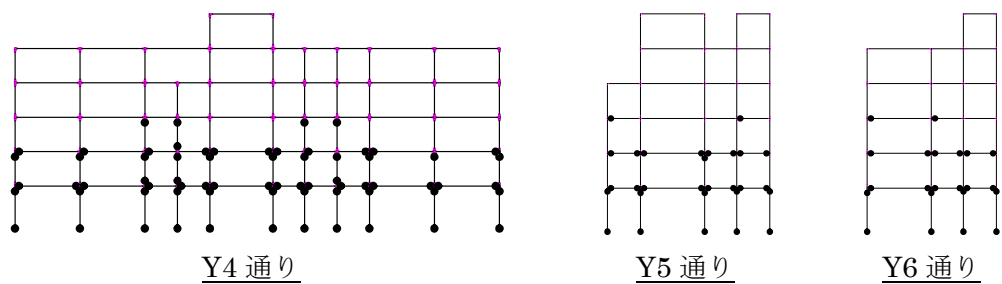
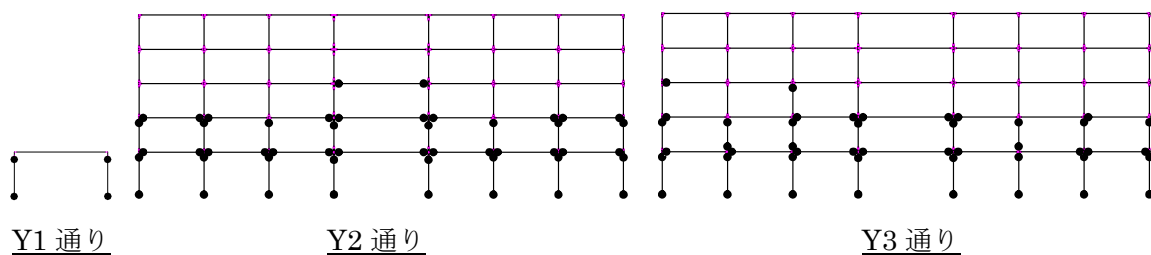
梁断面表
G17-G24

梁記号		G17			G18		
断面	b×D	300×600			300×600		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
一層～R層							
配筋	上端	4-D20	4-D20	4-D20	3-D20	2-D20	3-D20
	下端	3-D14	3-D14	3-D14	2-D22	2-D22	2-D22
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100
	腹筋	2-D10			2-D10		

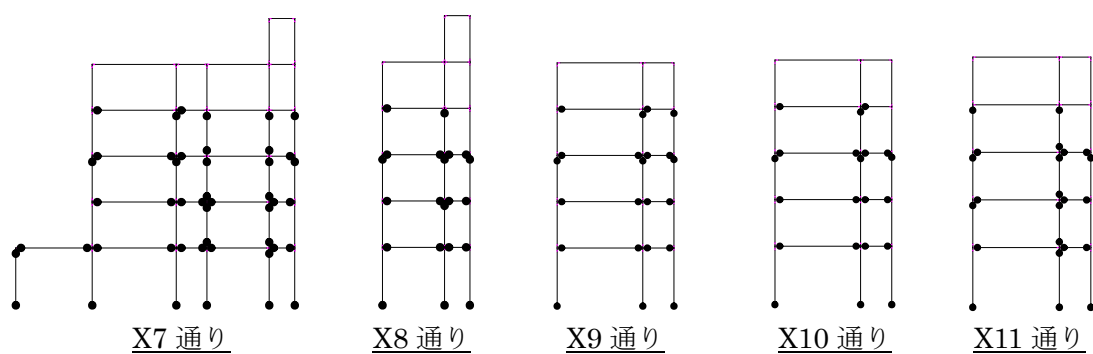
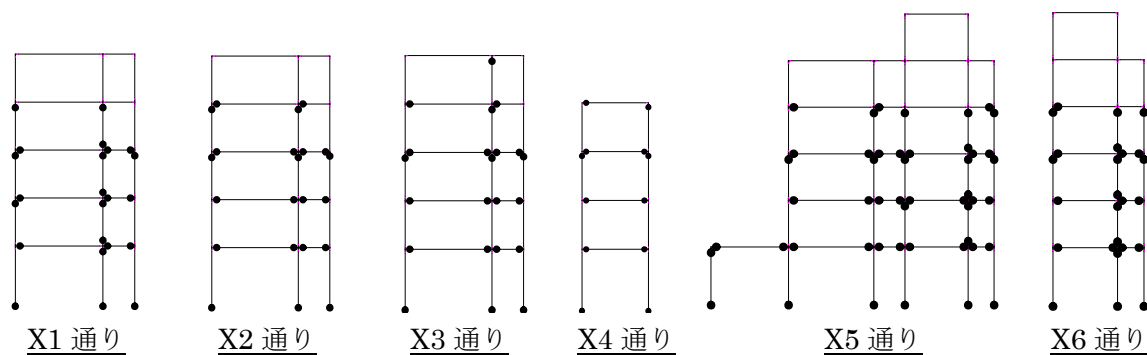
梁記号		G19			G20		
断面	b×D	300×400			250×450		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
一層～R層							
配筋	上端	3-D20	3-D20	3-D20	3-D20	2-D20	2-D20
	下端	2-D14	2-D14	2-D14	2-D20	2-D20	2-D20
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@200	2-D8@100
	腹筋	なし			なし		

梁記号		G21			G22		
断面	b×D	300×600			300×600		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
一層～R層							
配筋	上端	3-D20	2-D20	2-D20	2-D20	2-D20	3-D20
	下端	2-D20	2-D20	2-D20	2-D22	2-D22	2-D22
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100
	腹筋				2-D10		

梁記号		G23			G24		
断面	b×D	300×600			300×600		
位置		左端	中央	右端	左端	中央	右端
一層～R層							
配筋	上端	2-D20	2-D20	2-D20	3-D20	2-D20	2-D20
	下端	2-D20	2-D20	2-D20	3-D20	3-D20	3-D20
	あばら筋	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@100	2-D8@150	2-D8@100
	腹筋	2-D10			2-D10		



長辺方向 (●: 曲げヒンジ)



短辺方向 (●: 曲げヒンジ)

3. 8度設計例・解析結果と考察

本論の建物と全く同じ意匠図を用いて、8度設計した例について簡単に紹介します。
部材モデル、解析条件は本論解析と同じである。

3.1 設計概要

地震烈度：8度、耐震等級：2級、基盤特性周期：0.35s、設計ルート：ルート1、設計用ベースシア係数の最大値 α_{max} : 0.16、設計ベースシア係数：長辺方向0.0781、短辺方向0.0703、である。8度設計地震力は7度設計地震力の約2倍になったことが分かる。

柱、梁の断面寸法は1階からR階まで同じで、配筋は上層に行くほど、少し減る。材料強度は7度設計例と同じである。

3.2 柱・梁断面と鉄筋比

最も多い柱、梁の断面・鉄筋比をそれぞれ表3.1、表3.2に示す。

表3.1 柱断面と鉄筋比

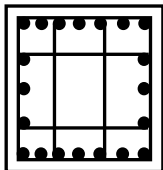
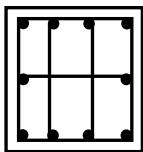




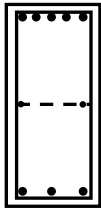
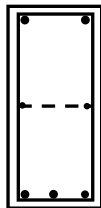
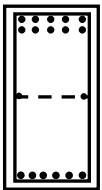
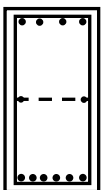
柱記号	C1	C2
断面	600×600	450×450
位置	全断面	全断面
1階		
主筋	20-D25	10-D25
帯筋	端部：  -D10@100 中央：  -D10@150	端部：  -D10@100 中部：  -D10@150
主筋比 P_g	2.73%	2.42%
せん断補強筋比 P_w	0.52%	長辺方向 0.70% 短辺方向 0.52%

表 3.2 梁断面と鉄筋比

梁記号		G10		G28	
断面	b × D	300 × 700		300 × 600	
位置		端部	中央	端部	中央
1 層					
配筋	上端	5-D22	2-D22	10-D18	10-D18
	下端	3-D22	3-D22	6-D20	6-D20
	あばら筋	2-D10@100	2-D10@150	2-D10@100	2-D10@150
	腹筋	2-D10		2-D10	
引張鉄筋比 P_t		端部上端 0.96% 中央下端 0.58%		端部上端 1.51% 中央下端 1.12%	
せん断補強筋比 P_w		端部 0.52%、中央 0.35%		端部 0.52%、中央 0.35%	

3.3 静的解析結果と考察

長辺方向は1～3層連層メカニズムとなり、短辺方向は1～4層の連層メカニズムとなった。崩壊形式は部分せん断破壊と曲げ破壊だと考えられます。メカニズムまでの層せん断力と層間変形関係を図3.1に示す。また、メカニズム時のヒンジ図（一部だけ示したが、他にも同じメカニズムであったことを確認している）とそのときの荷重と変形を図3.2と表3.3に示す。

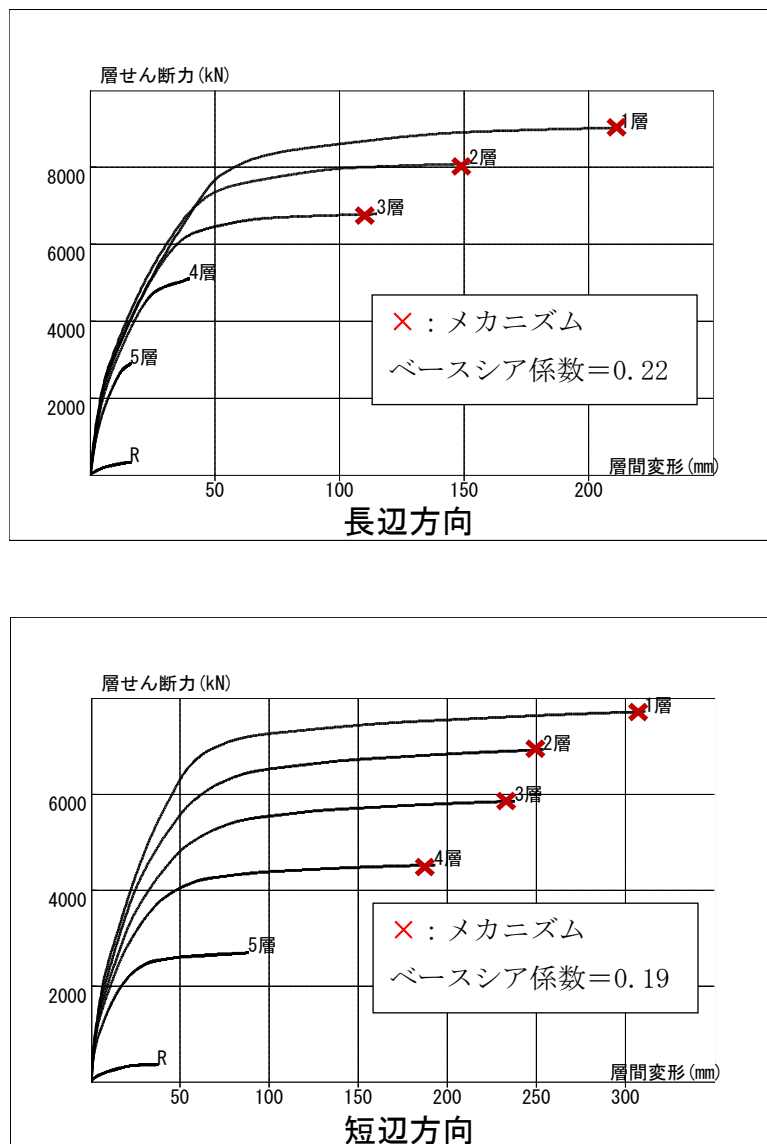


図 3.1 層せん断力-層間変形

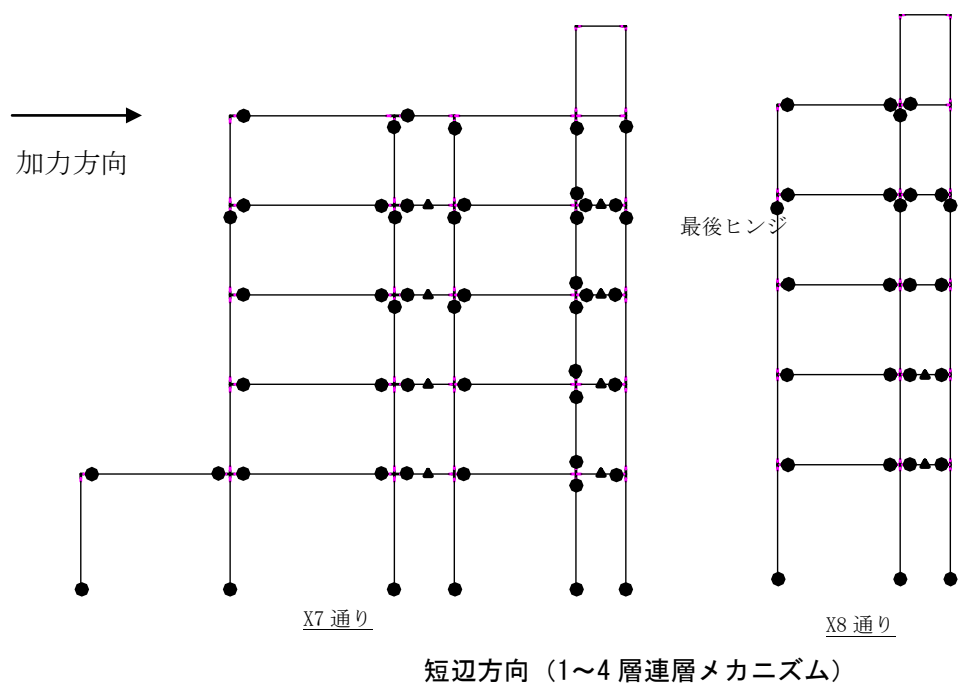
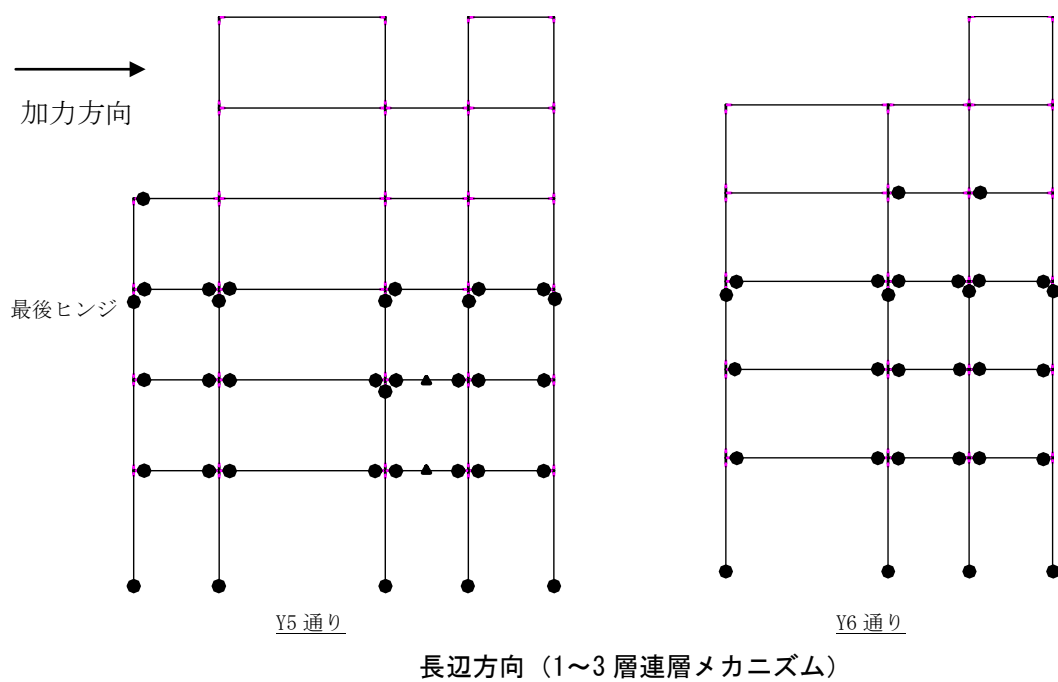


図 3.2 メカニズム時ヒンジ図（●：曲げヒンジ ▲：せん断ヒンジ）

表 3.3 メカニズム時の荷重と変形

長辺方向				
層	せん断力 (KN)	せん断力係数	層間変形 (mm)	層間変形角
R	336.0	0.58	16.0	1/225
5	2904.1	0.37	16.2	1/222
4	5109.6	0.32	39.6	1/91
3	6782.5	0.28	115.2	1/31
2	8094.5	0.25	152.1	1/24
1	9031.3	0.22	212.9	1/22
短辺方向				
層	せん断力 (KN)	せん断力係数	層間変形 (mm)	層間変形角
R	356.5	0.62	37.3	1/97
5	2688.2	0.35	88.0	1/41
4	4520.9	0.28	192.9	1/19
3	5851.5	0.24	237.8	1/15
2	6924.2	0.21	253.9	1/14
1	7720.3	0.19	311.1	1/15

長辺方向のメカニズム時ベースシア係数は、設計ベースシア係数 0.0781 に対して 0.22、短辺方向のメカニズム時ベースシア係数は設計ベースシア係数 0.0703 に対して 0.19 であり、設計値に対して保有水平耐力は約 3 倍になっている。

短辺方向の解析結果では、短いスパンの梁にせん断ヒンジがたくさんできた。補強筋 D10 が足りないことが考えられる。

2.4 動的解析結果と考察

動的解析を行った結果について、最大層せん断力係数、最大層間変形角を図3.3に示す。

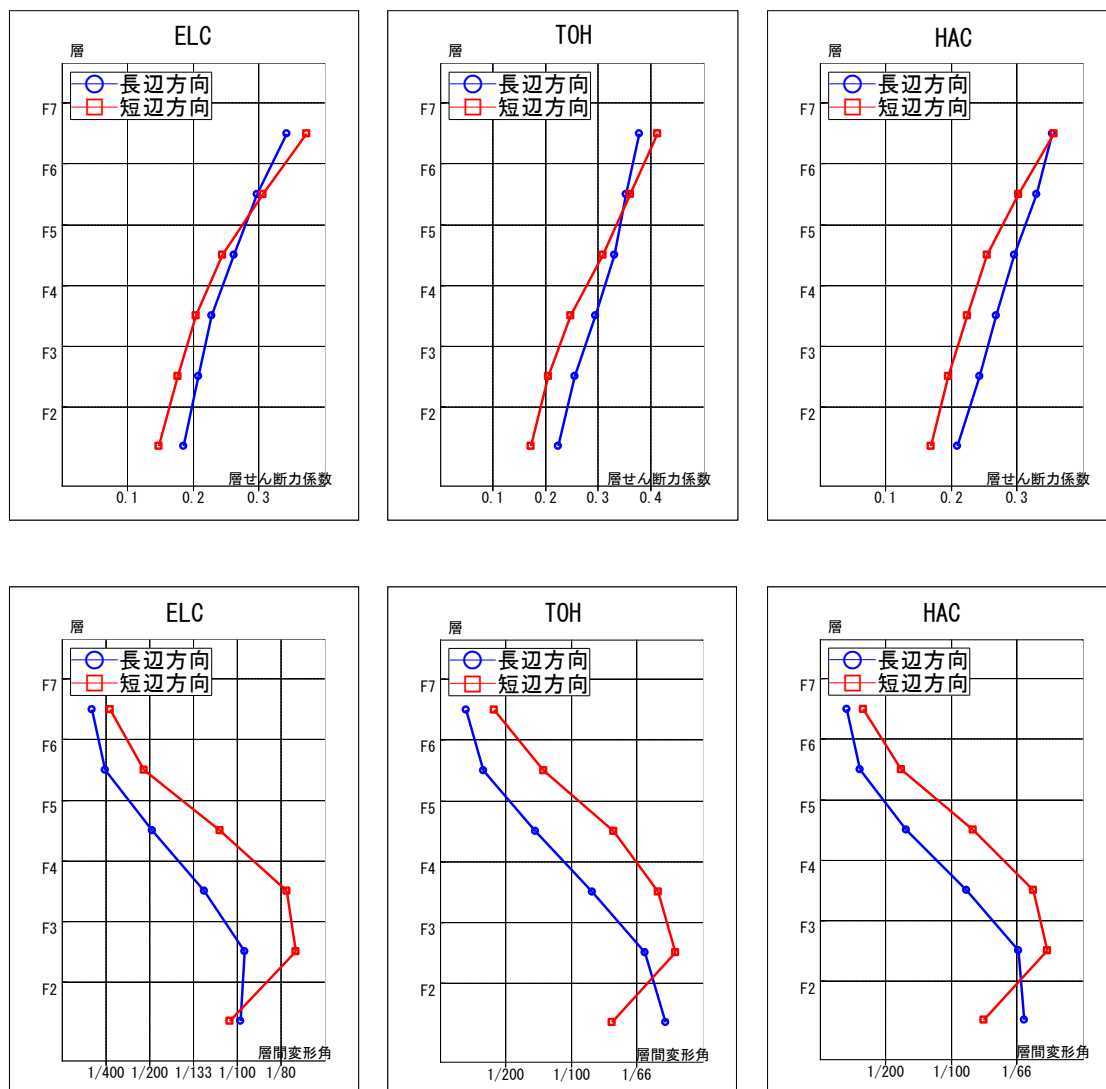


図 3.3 最大層せん断力、最大層間変形角

最大層せん断力係数は ELC 波に対して長辺方向：0.19、短辺方向：0.15、TOH 波に対して長辺方向：0.22、短辺方向：0.17、HAC 波に対して長辺方向：0.21、短辺方向：0.17 になった。最大層間変形角は ELC 波に対して 1/74、TOH 波に対して 1/55 で、HAC 波に対して 1/57 であり、三つの地震波（ELC 波、TOH 波、HAC 波）に対して 1/50 は越えなかった。

7 度設計例の解析結果では、最大層間変形角は ELC 波に対して 1/53、TOH 波に対して 1/48 で、HAC 波に対して 1/31 であり、二つの地震波（TOH 波、HAC 波）に対して 1/50 を越えた。

以上より、8 度設計例の耐震安全性が 7 度設計例よりもっと高いことが分かる。なぜなら、8 度の設計地震力が 7 度の設計地震力の 2 倍だからである。

中国の耐震基準により設計された RC 純ラーメン建物の耐震性評価

12886440 李 永根
指導教員 芳村 学

1. はじめに

2008 年 5 月 12 日、中国中西部の四川省汶川県で大規模な地震「汶川地震」（通称、四川大地震）が起きた。地震の規模はマグニチュード 7.9～8.0 である。中国政府の発表では死者 6 万 9207 人、負傷者 37 万 4468 人、行方不明者 1 万 8194 人となっている。五年後の 2013 年 4 月 20 日、四川省雅安市でマグニチュード 7.0 の大地震「雅安地震」が起き、死者と行方不明者あわせて 200 名を超えたと伝えられている。後者の被害のほとんどが建物の倒壊によるものであり、その中には 2008 年の四川大地震後に建てられた建物も含まれていた。2008 年の大地震で大きな被害を出した四川省ではその後耐震基準が見直されたのであるが、まだ十分ではなかったと批判の声が上がっている。

一方、2011 年 3 月 11 日日本で起きたマグニチュード 9.0 の東北地方太平洋沖地震でも多くの人が亡くなったが、その被害のほとんどは津波によるものであり、建物の倒壊によるものではなかった。中国の「汶川地震」、「雅安地震」と日本の「東北地方太平洋沖地震」による建物倒壊の被害に差が出たのは、想定される建物の使用年限や構造材料の質の差もあるが、やはり「耐震基準の差」が一番大きいと思われる。この差を明確にするために、実際に中国で設計された建物の耐震安全性を日本の耐震基準で評価することを試みた。

2. 中国の耐震設計基準法^{1) 2)}

2.1 中国の耐震設計基準法基本概念

2.1.1 地震烈度

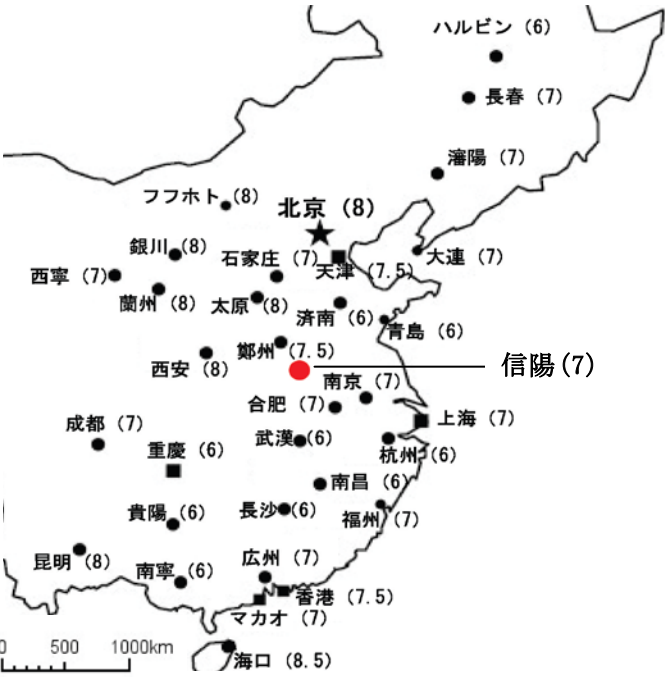


図 1 主要都市の「地震烈度」分布

中国では地震の発生確率やその大きさが地域によって大きく異なる。そのため、地震学の研究や近年の強震観測データ、地震災害の経験から経済レベルを考慮しながら各地における耐震設計に用いる地震力を定めるために、「地震烈度」の概念が生まれ、大きく 6 度、7 度、8 度、9 度に分けられている。本研究では「地震烈度」を略して「烈度」と書く。烈度が大きいほど、設計地震力が大きくなる。図 1 は主要都市の「地震烈度」分布を示す。本設計例（後述のように RC 純ラーメン 5 階建物（屋上ベントハウス付き））の場所は河南省信陽市なので、烈度 7 度である。

2.1.2 耐震等級

地域の「烈度」、建物の構造形式および高さによって、建物を耐震等級 1、2、3、4 級に分け、耐震等級 4 から 1 の順に、後述のように設計応力割増係数を大きくしている。表 1 は、RC 純ラーメン構造の一般建物に対する、烈度、建物高さとの耐震等級の関係を示す。本設計例では、烈度 7、建物高さ 22.65m なので、耐震等級は 3 である。表中の特級については後述する。

表 1 RC 純ラーメン構造に対する、烈度、高さとの耐震等級の関係

RC 純ラーメン	地震烈度							
	6 度		7 度		8 度		9 度	
建物高さ (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24
耐震等級	4	3	3	2	2	1	1	特級

2.1.3 基盤種類、基盤特性周期 (T_g)

基盤種類は建設する場所での、測定された表層土の等価せん断波速度及び土厚によって分類されている。基盤特性周期は基盤種類によって決まっている。本設計例では基盤種類Ⅱで、基盤特性周期 (T_g) は 0.35 s となっている。基盤特性周期は設計用ベースシア係数の計算に使われる。

2.2 中国の耐震設計の考え方と耐震設計ルート

2.2.1 中国の耐震設計の考え方

- ①小震不壊：小さな地震では、損傷しないことを目標として弾性設計を行う。
- ②中震可修：中規模の地震では、被害が補修可能な範囲に止まることを目標とする。設計方法としては、構造基準による検討のみで特別な計算は行わない。
- ③大震不倒：大地震の時には、建物が倒壊せず、建物内の人命の安全を確保することを目標とする。弾塑性設計を行い、変形性能の検討を行う。

本設計例では①小震不壊を目的とした弾性設計だけを行った。

2.2.2 中国の耐震設計ルート

図 2 に中国の耐震設計ルートを示す。表 1 の耐震等級・特級は特殊な設計方法であるルート 3 に当たる。本設計例はルート 1 に当たる。

付録 4 梗概

前述のように、本設計例では小地震（再現期間 50 年）に対して弾性設計のみを行った。したがって本設計例では地震応答解析は行わないが、参考としてルート 2 の地震応答解析に使用する地動加速度最大値（大地震相当）を表 2 に示す。7 度の場合の大地震相当の加速度は 220gal であり、日本の地震動レベル 1 に近い。

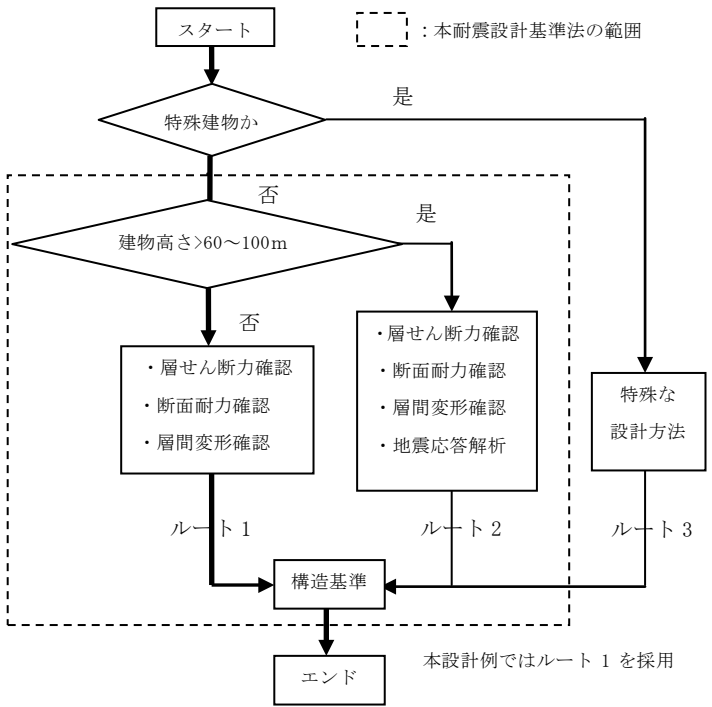


図 2 中国の耐震設計ルート

表 2 地震応答解析に使用する地動加速度最大値 (cm/s²)

烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
大地震 (再現期間 1600~2500 年)	125	220	400	620

2.3 設計用地震力

中国では設計用地震力の計算にはベースシア係数法、振動モード解析による応答スペクトル法、時刻歴応答解析法、の三つの方法がある。ベースシア係数法、振動モード解析による応答スペクトル法は弾性解析に適用する。本設計例では、振動モード解析による応答スペクトル法で地震力を計算した。

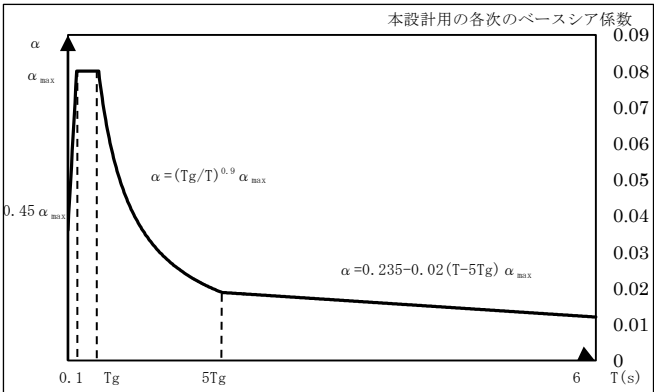
2.3.1 設計用ベースシア係数曲線

各次の設計用ベースシア係数 (α) は建物の固有周期で決まる。特別な方法によらない限り、建築構造の減衰定数は 0.05 としなければならない。各次の設計用ベースシア係数の最大値 (α_{\max}) は表 3 に基づかなければならない。本設計 7 度の場合 α_{\max} は 0.08 である。設計用ベースシア係数曲線は以下の規定を満たさなければならない。図 3 に本設計用ベースシア係数曲線を示す。

- 1) 直線上昇域は周期 0.1 秒以下とする。
- 2) 0.1 秒から基盤特性周期 (T_g) までの範囲では、最大値 (α_{\max}) を取らなければならない。
- 3) 曲線下降域は、基盤特性周期からその 5 倍までの範囲とし、 $\alpha = (T_g/T)^{0.9} \alpha_{\max}$ としなければならない。
- 4) 直線下降域は、5 倍の基盤特性周期から 6 秒までの範囲とし、 $\alpha = 0.235 - 0.02(T - 5T_g) \alpha_{\max}$ としなければならない。

表 3 設計用ベースシア係数の最大値 α_{\max}

烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
α_{\max}	0.04	0.08	0.16	0.32



α : 各次の設計用ベースシア係数 T : 建物の各次固有周期

図 3 各次の設計用ベースシア係数曲線

2.3.2 振動モード解析による応答スペクトル法

建物の各次モードの固有周期、ベースシア係数、刺激係数を求め、各次モードによる層せん断力を合成して、設計用層せん断力を求める方法である。本設計例では 6 次モードまでの計算を行った。

長辺方向一次モードによる層せん断力とモード合成した設計層せん断力を表 4 に示す。また、長辺方向、短辺方向の設計層せん断力係数も示す。合成した設計層せん断力は一次モードの影響が支配的であることが分かる。長辺方向ベースシア係数は 0.0354、短辺方向ベースシア係数は 0.0313 である。純ラーメン構造ゆえに長辺方向と短辺方向の固有周期がほぼ同じなので（1 次固有周期：長辺 0.928s、短辺 1.047 s）、長辺方向と短辺方向のベースシア係数はあまり変わらない。本設計例である 7 度のベースシア係数は日本の設計ベースシア係数 0.2 に比べて非常に小さいことがわかる。

表 4 長辺方向の一次モード層せん断力と設計層せん断力および両方向の設計層せん断力係数

	長辺方向：一次モード層せん断力 (KN)	長辺方向：設計層せん断力 (KN)	長辺方向：設計層せん断力係数	短辺方向：設計層せん断力係数
R 層	34	54	0.0711	0.0715
5 層	365	489	0.0570	0.0542
4 層	709	843	0.0500	0.0457
3 層	968	1114	0.0443	0.0394
2 層	1272	1329	0.0397	0.0350
1 層	1296	1498	0.0354	0.0313

2.4 一般制限規定

2.4.1 設計層せん断力（設計ベースシア係数）の確認

耐震基準では設計ベースシア係数を $0.2 \alpha_{\max}$ より大きくしなければならないとしている。本設計では、長辺方向設計ベースシア係数 0.0354、短辺方向設計ベースシア係数 0.0313 とともに、 $0.2 \alpha_{\max} = 0.016$ より大きく、規定を満足している。

2.4.2 断面耐力確認

構造部材の断面計算は、次の設計式によらなければならない。

$$S \leq R / \gamma_{RE} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

S：構造部材の設計応力である。次の公式によらなければならない。

$$S = \eta (\gamma_G S_{GE} + \gamma_E S_{Ek}) \dots\dots\dots (2)$$

η ：応力割増係数である。応力割増係数は、梁降伏先行とせん断破壊に対する曲げ破壊の先行を考慮した係数である。具体的には、本設計耐震等級3級の場合以下である。

梁：曲げ応力割増係数 1.0 せん断応力割増係数 1.1

柱：曲げ応力割増係数 1.3 せん断応力割増係数 1.56

また、参考として耐震等級2級の場合を以下に示す。

梁：曲げ応力割増係数 1.0 せん断応力割増係数 1.2

柱：曲げ応力割増係数 1.5 せん断応力割増係数 1.95

γ_G ：重量（長期荷重）に関する荷重係数である。通常は1.2とする。

S_{GE} ：長期荷重による応力である。

γ_E ：水平地震力の作用に関する荷重係数である。1.3とする。

S_{Ek} ：水平地震力による応力である。

R：構造部材の耐力である。材料の設計値で計算する。計算公式による結果は、同一の材料強度を用いる限り日本とほぼ同じである。

γ_{RE} ：構造部材の耐力調整係数で、本設計では梁・柱曲げ耐力調整係数は0.75、梁・柱せん断耐力調整係数は0.85である。

(1)、(2)式を下のように変換して、梁・柱の曲げに対する、本設計での実際上の設計応力を左辺に示す。

$$\gamma_{RE} \eta (\gamma_G S_{GE} + \gamma_E S_{Ek}) \leq R \dots\dots\dots (3)$$

梁の曲げに対しては、 $\gamma_{RE}=0.75$ 、 $\eta=1.0$ 、 $\gamma_G=1.2$ 、 $\gamma_E=1.3$ であるので、(3)式は下となる。

$$0.9S_{GE} + 0.975S_{Ek} \leq R \dots\dots\dots (4)$$

また、柱の曲げに対しては、 $\gamma_{RE}=0.75$ 、 $\eta=1.3$ 、 $\gamma_G=1.2$ 、 $\gamma_E=$

1であるので、(3)式は下となる。

$$1.17S_{GE} + 1.27S_{Ek} \leq R \dots\dots\dots (5)$$

このように実際上の設計曲げモーメントは $S_{GE}+S_{Ek}$ と大きくは変わらないことがわかる。

2.4.3 層間変形確認

1) 小地震弾性計算の場合

小地震弾性計算の場合は表5に示した層間変形角限界値を超えてはならない。本設計例では層間変形角の最大値は1/1200であり、1/550を超えなかったため、満足している。

表5 弾性層間変形角の限界値 [θ_e]

	構造形式	[θ_e]
鉄筋コンクリート造	純ラーメン構造	1/550
	フレーム耐震壁、スラブ・柱・耐震壁、コアチューブフレーム構造	1/800
	耐震壁、ダブルチューブ構造	1/1000
	フレーム支持構造	1/1000

2) 大地震弾塑性計算の場合

大地震弾塑性計算の場合は表6に示した層間変形角 限界値を超えてはならない。本設計では大地震弾塑性計算を行わないが、参考として示した。

表6 弾塑性層間変形角の限界値 [θ_p]

	構造形式	[θ_p]
鉄筋コンクリート造	単層の柱による架構	1/30
	純ラーメン構造	1/50
	低層部ラーメン組積造のラーメン架構・耐震壁部分	1/100
	フレーム耐震壁、スラブ・柱・耐震壁、コアチューブフレーム構造	1/100
	耐震壁、ダブルチューブ構造	1/120

2.4.4 その他の構造規定

耐震等級3の場合について、その他の構造規定を以下に示す。

1) 梁の配筋規定

1. 上端下端とも2-D12以上とし、梁端部の引張鉄筋比は2.5%以下とする。また下端配筋量は上端配筋量の0.3倍以上とする。
2. 梁端部におけるあばら筋最大間隔は（梁断面高さの1/4、主筋最小径の8倍、100mm）のうち最小値とする。また、あばら筋はD8以上とする。

2) 柱の配筋規定

1. 主筋の主筋比は中柱および側柱では0.7%以上、隅柱では0.8%以上とするが、5%以下とする。また辺側鉄筋比は0.2%以上とする。
2. 柱端部におけるフープ筋最大間隔は（主筋最小径の8倍、150mm）のうち最小値とする。ただし、最下層柱脚は100mm以下とする。フープ筋はD8以上とする。

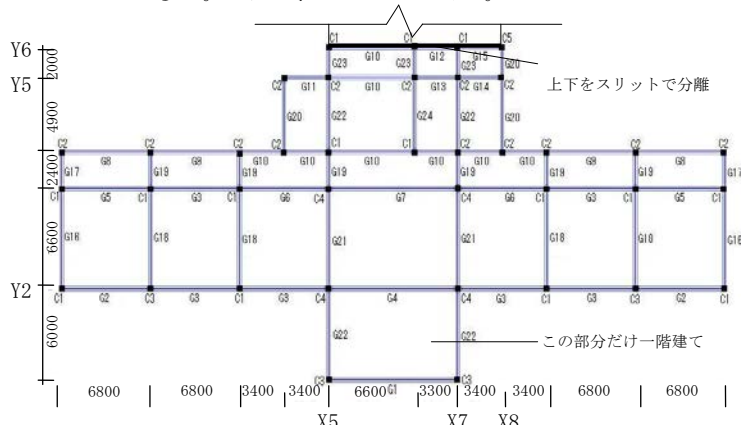
3) 柱の軸圧比制限

1. 軸圧比は0.85以下とする。なおこの制限が緩いので日本と比べて断面サイズが小さくて済む。

3. 中国の耐震設計基準法により設計建物

3.1 建物概要

建物は鉄筋コンクリート5階（地下なし、屋上ペントハウス）建ての純ラーメン構造である。建物高さは1階では4.65mで他では3.6mである。平面形状は工字形であり、平面上下が耐震スリットにより分離されているので（図4）、今回は下部の半分を解析モデルにした。平面形状は長辺方向10スパン、短辺方向5スパンである。柱サイズは45×45cm角、40×40cm角が多く、梁サイズは30×60cm、30×70cmが多い。スラブ厚さは100mmである。



3.2 設計概要

設計時に重要な内容を再録すると、地震烈度：7 度、耐震等級：3 級、基盤特性周期：0.35 s、設計用ベースシア係数の最大値 α_{\max} ：0.08、設計ベースシア係数：長辺方向 0.0354、短辺方向 0.313、である。なお、建物全重量(固定荷重+積載荷重)は 42249KN、各層重量は平均で 14KN/m²である。本設計では、柱、梁の断面寸法と配筋を全層まったく同じとした。

3.3 柱・梁断面と鉄筋比

最も多い柱、梁の断面をそれぞれ表 7、表 8 に示す。C1 柱の主筋比 P_g は配筋規定の最小値 0.8%で決まっている。

図 4 解析用平面図




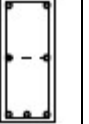
柱記号	C1	C2
断面	450×450	400×400
位置	全断面	全断面
1 階～R 階		
主筋	8-D16	8-D16
帯筋	端部：田-D8@100 中央：田-D8@150	端部：田-D8@100 中部：田-D8@150
主筋比 P_g	0.80%	1.00%
せん断補強筋比 P_w	0.35%	0.38%

表 8 梁断面と鉄筋比

梁記号	G3	G18
断面	b×D	300×700
位置	端部	中央
1 層～R 層		
配筋	上端 4-D20 下端 3-D22 あばら筋 2-D8@100 腹筋 2-D10	上端 3-D20 下端 2-D22 あばら筋 2-D8@100 腹筋 2-D10
引張鉄筋比 P_t	端部上端 0.63% 中央下端 0.58%	端部上端 0.56% 中央下端 0.45%
せん断補強筋比 P_w	端部 0.33%、中央 0.22%	端部 0.33%、中央 0.22%

3.4 使用材料

1) コンクリート

コンクリート等級：C30 (150mm の立方体強度で $F_{cu}=30\text{N/mm}^2$ 、 F_{cu} については後述する。)

設計強度：14.3N/mm²

コンクリート単位容積重量：25KN/m³

ヤング係数 E_c ：30000N/mm²

2) 鉄筋

鉄筋種類：HRB400、HPB300

HRB400：設計降伏強度 360 N/mm² (標準降伏強度 400 N/mm²)、

ヤング係数 $E_c=200000\text{N/mm}^2$

HPB300：設計降伏強度 270 N/mm² (標準降伏強度 300 N/mm²)、

ヤング係数 $E_c=210000\text{N/mm}^2$

鉄筋単位容積重量：78 KN/m³

梁主筋：HRB400 で、D14、D20、D22

柱主筋：HRB400 で、D16、D20

あばら筋/帯筋：HPB300 で、D8
図 7 設計水平地震力、設計層せん断力係数
スラブ筋：HRB400 で、D10

4. 日本の耐震基準法による耐震安全性の評価

4.1 静的弾塑性解析

長辺方向と短辺方向について、それぞれ立体 (3 次元) 静的弾塑性解析を行った。

4.1.1 部材モデル⁵⁾

柱、梁は端部に剛域を有する線材に置換し、危険断面位置を柱梁フェイスとした。

1) 梁のモデル化

梁には曲げ変形およびせん断変形を考慮し、曲げは材端ばねモデルで表した。曲げひび割れ強度、曲げ終局強度、曲げ剛性低下率、せん断終局強度は技術基準解説書³⁾に基づいて算定した。せん断ひび割れは考慮せず、せん断および曲げ降伏後の剛性低下率は初期剛性に対して 1/1000 とした。曲げ終局強度には梁片側 1m のスラブ有効幅を考慮した。梁曲げ剛性には付帯スラブによる剛性増大率として 1.5~2 を考慮した。結果的には梁にせん断破壊は生じなかった。

2) 柱のモデル化

柱には曲げ変形とせん断変形を考慮し、曲げに対しては軸力変動を考慮したモーメント・軸力相関モデルを用いた。曲げひび割れ強度、曲げ終局強度、曲げ剛性低下率、せん断終局強度は技術基準解説書に基づいて算定した。せん断ひび割れは考慮せず、せん断および曲げ降伏後の剛性低下率は初期剛性に対して 1/1000 とした。結果的には柱にせん断破壊は生じなかった。

4.1.2 解析条件

1) コンクリート強度の換算

中国ではコンクリートは、C15~C80 のような等級で分けている。本設計では強度等級 C30 のコンクリートを用いている。中国のコンクリート強度等級は、日本と違って辺長 150mm の立方体の圧縮試験で得られた強度である。

中国のコンクリートの強度等級を日本のコンクリート基準強度に換算するためには、立方体から円柱体への強度の換算が必要であり、ここでは、三浦尚著：土木材料学 (改訂版)、コロナ社文献を参考して次の換算式⁴⁾を用いた。

$$F_c = 0.75 \times F_{cu} \dots \dots \dots (6)$$

(F_c ：日本のコンクリート基準強度、 F_{cu} ：中国コンクリートの強度等級)

中国のコンクリート強度 C30 は日本の $F_c22.5$ に相当した。またコンクリートのヤング係数、せん断弾性係数は日本の基準式により算定した。コンクリート強度を設計では 14.3 N/mm²としているのに対して、解析では 22.5 N/mm²としていることに留意する必要がある。

2) 鉄筋サイズの変換等

解析ソフト⁵⁾には中国の鉄筋サイズ (D8、D14、D20) が無かったので、日本の鉄筋サイズを使うために $\sigma_y \times A_s$ が同一になるように σ_y を変えて対処した。なお、主筋の降伏強度を設計では 360 N/mm²

としているのに対して、解析では 440 N/mm^2 としていることに留意する必要がある。

3) 解析上の仮定

各階で剛床を仮定し、階全体のねじれ変形を考慮した。最下層柱脚固定と仮定した。また P- Δ 効果は無視した。

4) 地震力分布

地震力分布には中国の地震力分布を用いた。また、長期荷重による応力を初期応力として考慮した。

4.1.3 解析結果と考察

長辺方向は 1 層メカニズムとなり、短辺方向は 1 層～3 層の連層メカニズムとなった。メカニズムまでの層せん断力と層間変形関係を図 5 に示す。また、メカニズム時のヒンジ図（一部だけ示したが、他も同じメカニズムであったことを確認している）とそのときの荷重と変形を図 6 と表 9 に示す。

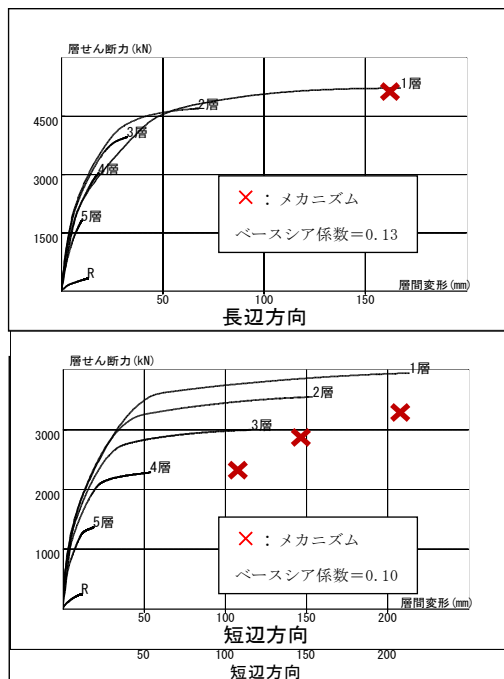


図 5 層せん断力-層間変形

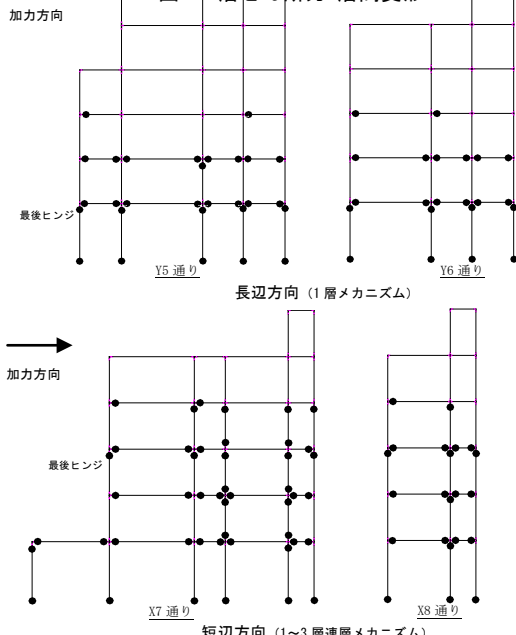


図 6 メカニズム時ヒンジ図 (●: 曲げヒンジ)

表 9 メカニズム時の荷重と変形

長辺方向				
層	せん断力 (kN)	せん断力係数	層間変形 (mm)	層間変形角
R	190	0.31	5.9	1/607
5	1706	0.21	8.9	1/404
4	2941	0.18	17.1	1/210
3	3887	0.16	30.2	1/119
2	4637	0.14	60.3	1/60
1	5227	0.13	157.5	1/30

短辺方向				
層	せん断力 (kN)	せん断力係数	層間変形 (mm)	層間変形角
R	165	0.27	7.6	1/474
5	1397	0.18	19.1	1/188
4	2314	0.14	55.9	1/64
3	2979	0.12	118.4	1/30
2	3522	0.11	156.7	1/23
1	3979	0.10	219.3	1/21

長辺方向は 1 層メカニズムとなり、短辺方向は 1 層～3 層の連層メカニズムとなった原因を探るために、長辺方向 Y2 フレーム、短辺方向 X5 フレームについて曲げ耐力と設計値の比を調べた。設計値は $S_{GE} + S_{Ek}$ として求めた。曲げ耐力と設計値の比の平均値を表 10 に示す。

表 10 曲げ耐力と設計値の比

長辺方向 Y2 フレーム			
柱	曲げ耐力/設計値	梁	曲げ耐力/設計値
5 層柱	7.41	5 層梁	2.97
4 層柱	5.58	4 層梁	2.78
3 層柱	4.92	3 層梁	2.63
2 層柱	4.73	2 層梁	2.51
1 層柱	3.18	1 層梁	2.43

短辺方向 X5 フレーム			
柱	曲げ耐力/設計値	梁	曲げ耐力/設計値
R 層柱	6.13	R 層梁	9.6
5 層柱	9.71	5 層梁	5.61
4 層柱	6.33	4 層梁	4.18
3 層柱	5.82	3 層梁	3.17
2 層柱	5.26	2 層梁	2.61
1 層柱	3.34	1 層梁	2.31

柱・梁の曲げ耐力と設計値の比が上層に行くほど大きく（強く）なるのは全層で断面と配筋を同じとしたからであり、また同じ理由から、下層階でのメカニズム、具体的には長辺方向は 1 層メカニズム、短辺方向は 1 層～3 層の連層メカニズムとなった、と考えられる。

長辺方向のメカニズム時ベースシア係数は、設計ベースシア係数 0.0354 に対して 0.13、短辺方向のメカニズム時ベースシア係数は設計ベースシア係数 0.0313 に対して 0.10 であり、設計値に対して保有水平耐力は 3 倍以上になっている。長辺方向は 1 層メカニズムであるので保有水平耐力は 1 層柱の耐力で決まる。1 層柱の曲げ耐力が設計値の約 3 倍であったこと（表 10 上）が保有耐力上昇の理由で

付録 4 梗概

ある。一方、短辺方向は1層～3層の連層メカニズムであるので保有水平耐力は1層、2層の梁と1層、3層の柱耐力で決まる。1層、2層の梁曲げ耐力が設計値の平均2.5倍、1層、3層柱の曲げ耐力が設計値の平均4.6倍になっていること（表10下）が保有耐力上昇の理由である。このように設計値に対して実際の強度が高かったのであるが、その理由としては、設計時よりコンクリートと鉄筋の強度を高くとっていること、長辺方向については(5)式に示したように柱の実際上の設計用曲げモーメントが設計値($S_{GE}+S_{Ek}$)の約1.2倍であったこと、短辺方向については断面と配筋を全階同一としたことや、最小値規定で配筋が決まったところがあること、などが挙げられる。

4.2 動的弾塑性解析

4.2.1 部材復元力特性⁵⁾

梁の曲げパネには武田モデルを用い、除荷剛性低下指数は0.4とした。柱の曲げパネにはモーメント・軸力相関モデルを用いて、軸力変動を考慮した。柱・梁のせん断パネはトリリニアの原点指向型モデルとした。

4.2.2 入力地震動

入力地震動として、1940年のELCENTRO NS波(ELC NS)、1978年宮城県沖地震における東北大学NS波(TOH NS)、1968年十勝沖地震における八戸港EW波(HAC EW)の三つを用いた。解析では、原記録を最大速度50cm/sに基準化した地震動を使用した。P-Δ効果を考慮しなかった。

4.2.3 数値解析手法および減衰

地震応答解析の際の数値積分には、Newmark β法のうちの平均加速度法(β=1/4)を用いた。計算時間間隔は0.004秒とした。減衰は初期剛性比例型とし、減衰定数はh=0.03とした。

4.2.4 解析結果と考察

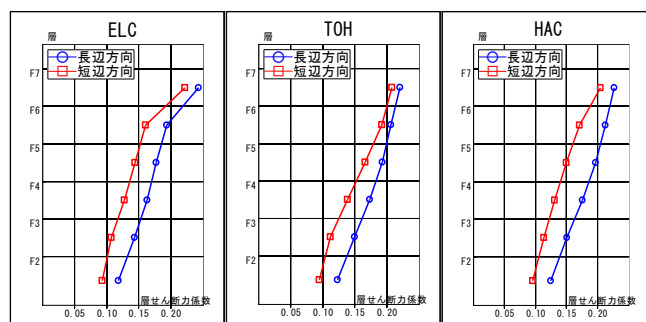


図7 最大層せん断力係数

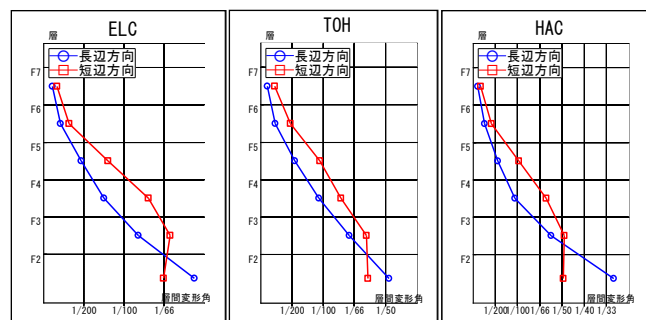


図8 最大層間変形角

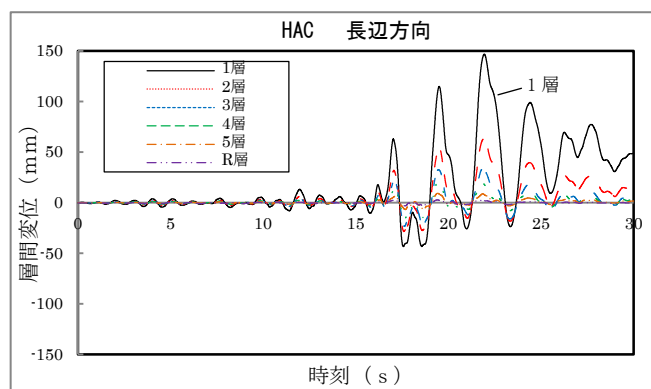


図9 層間変形の時刻歴

最大層せん断力係数、最大層間変形角を図7、図8に示す。最大層せん断力係数は静的弾塑性解析結果(長辺0.13、短辺0.10)とほぼ同じであり、どの地震動でもメカニズムに達していることがわかる。最大層間変形角はELC波に対して1/53、TOH波に対して1/48で、HAC波に対して1/31であり、二つの地震波(TOH波、HAC波)に対して1/50を越えた。HAC波による長辺方向の層間変位時刻歴を図9に示す。1層変形が卓越している。動的解析の結果は静的解析の結果と基本的に同じであり、長辺方向では1層メカニズム、短辺方向では1～3層メカニズムが形成されていた。

5. まとめ

- 1) 中国における設計地震力について、応答スペクトル法で定めているが、日本に比べて非常に小さいものであった。また、柱の軸圧比の制限値が大きいため(0.85)、柱の断面サイズが小さくて済むことがわかった。
- 2) 本設計では柱、梁を1層から最上層まで断面寸法と配筋をまったく同じものにした結果、上層に行くほど曲げ耐力と設計用曲げモーメントの比が大きくなった(強くなった)。その結果として下層階でのメカニズム、具体的には長辺方向は1層メカニズム、短辺方向は1層～3層の連層メカニズムとなった。
- 3) 中国の耐震基準では設計用地震力が小さいため、日本でのレベル2の地震動に対して層間変形角が1/100に収まらず、1/50をも越えてしまった。

参考文献

- 1) 中国建築耐震規範 GB50011-2010
- 2) 中国高層建築コンクリート構造技術規程 JGJ3-201×
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書、2007.8
- 4) 三浦尚著：土木材料学(改訂版)，コロナ社 2000.5.31
- 5) 構造システム：任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル、2012.2