

論文
 [2032] 終局型耐震設計法による RC 骨組の2方向地震力に対する
 挙動

正会員○田才 晃 (東京大学工学部)
 正会員 和泉 信之 (戸田建設設計部)
 正会員 勝保 英雄 (大林組技術研究所)
 正会員 北山 和宏 (宇都宮大学工学部)

1. はじめに

建築耐震設計の分野では特に新耐震設計法が施行されて以来、従来の許容応力度に基づいた設計法の考え方に代わって、終局強度に基づいた建物の保有水平耐力の確保が耐震設計にとって重要な過程となることが認識されるようになった。最近日本建築学会から提案された「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)」[1] (以下、指針案と略す)では、現行の設計法では部分的にしか扱われていない終局強度に立脚した、耐震性確保のための新しい設計方法が示されている。そこで本研究では、近い将来の耐震設計法の在り方を左右すると考えられるこの設計法に忠実に従って建物を設計し、その耐震性を弾塑性地震応答解析によって検討し、設計法の有効性の検証例とすることを目的とした。特に、立体骨組の地震応答解析により、設計法で想定されている2方向地震に対する安全性を検討した。

2. 耐震設計法の概要

指針案は整形な建物を対象とし、大地震動に対して設定した全体降伏機構を保証し、必要な保有水平耐力を確保することを目標としている。そのために、設定した降伏ヒンジに建物の水平耐力を満たすための強度と靱性を確保する降伏機構設計と、降伏ヒンジ以外の部位に破壊を起こさせないための十分な強度を与える降伏機構保証設計を行なう。設計で想定している大地震動は地動最大速度では40~50kineで、応答変形の最大値1/100程度、部材の保証変形1/50(一般の梁)程度である。

3. 設計概要

3.1 建物の概要 設計の対象とした建物は、鉄筋コンクリート造地上12階地下1階、軒高45mの事務所ビルである。図1に基準階略伏図を示す。各階の平面形状はほぼ同一であり、長辺方向(X方向)が6.0mの10スパン、短辺方向(Y方向)は8.0m、6.0m、8.0mの3スパンである。基準階床面積は約1550m²、階高は基準階3.65m~3.75m

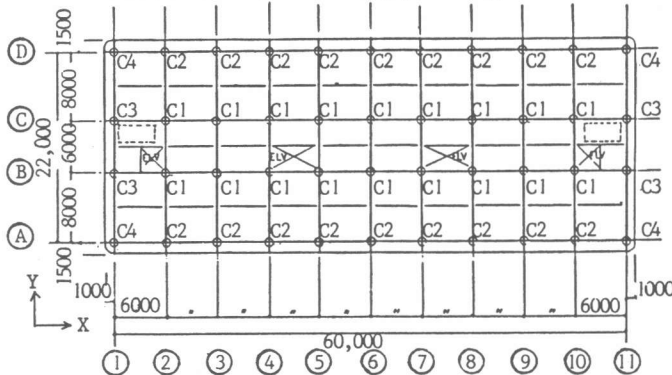


図1 基準階略伏図

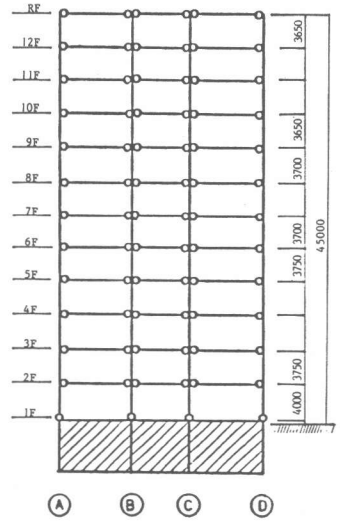


図2 降伏機構(短辺方向)

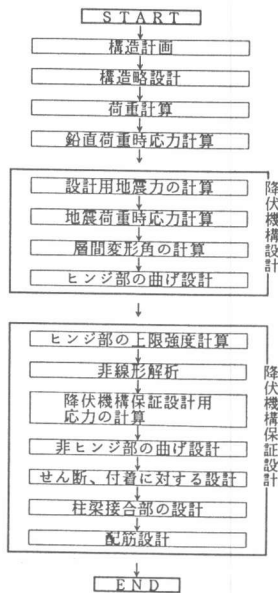


図3 設計のフロー

で、平面、立面とも整形な建物である。基礎は直接基礎とし、GL-7m付近の堅固な砂礫層に支持させるものとした。

3.2 設計方針 地上部は純フレーム構造とし、架構の降伏

機構は図2に示すように各層梁端および1階柱脚に降伏ヒンジを設定する梁降伏型の全体降伏形とした。設計は指針案に沿って忠実に行なった。そのフローを図3に示す。ただし、本設計に入る前に、設計過程での断面変更による計算のやり直しを極力避けるため、地震時応力を略算し、略算式による断面検討を行ない、柱・梁の断面形状、使用材料を決定した。このようにして決めた部材断面、使用材料、地震用重量を表1に示す。地震用単位床荷重は平均して約1.2ton/m²であった。使用した鉄筋の信頼強度用および上限強度用材料強度を表2に示す。

3.3 降伏機構設計

設計用地震力は標準ベースシア係数を0.25として定めた。線形応力解析による地震力の高さ方向の分布における重心位置での変形角は長辺方向 1/472、短辺方向 1/335となり、指針案での推奨値 1/300以下を満たした。降伏ヒンジ部の曲げ設計は指針案に従い精算による。精算の方法は、平面保持を仮定し、設定したコンクリートおよび鉄筋の構成則を満足させつつ、断面内での力の釣合が成立するまで収束計算を繰返すパソコン用プログラムによる。応力の再配分は次の手順で行なった。

①設計用モーメントから耐力の目標を定め、②略算式によって配筋の候補を複数定めて曲げ耐力の精算を行ない、③再配分量の制限、長期応力に対する配筋、および最小配筋の規定などを考慮し、各断面の配筋候補の中から選んだ。確定した配筋の一例を表3の梁の欄に示す。応力の再配分を精算した信頼強度に基づいて行なった結

表1 断面寸法、使用材料、地震用重量

階	コンクリート強度 (kg/cm ²)	柱		梁			地震用単位床荷重 (ton/m ²)
		D x D _y (cm)	主筋	X方向 B x D (cm)	Y方向 B x D (cm)	主筋	
R							1.468
12	300	85X85	D29	40X85	45X85	D25	1.053
11			SD40			SD35	1.085
10		90X90		45X85	50X85	D29	1.097
9						SD40	1.172
8	330			55X90	60X90		1.186
7			D32				1.186
6			SD40			D32	1.231
5						SD40	1.233
4	360	95X95		60X95	65X95		1.233
3							1.233
2							1.241
1							

表2 鉄筋の材料強度 (kg/cm²)

種類	信頼強度用	上限強度用	径
SD40	4000	5000	D29, D32
SD35	3500	4375	D25, D16
SD30A	3000	3900	D13, D10

表3 配筋リスト

階	柱			②通り梁			
	C1, C2	C3	C4	外端		内端	
				上端	下端	上端	下端
R				4-D25	3-D25	4-D25	3-D25
12				(同上)	(同上)	4-D25	4-D25
11	28-D29	28-D29	28-D29	5-D29	3-D29	5-D29	5-D29
10	(同上)	(同上)	(同上)	5-D29	4-D29	6-D29	5-D29
9	28-D32	32-D32	28-D32	6-D32	5-D32	7-D32	6-D32
8	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)
7	32-D32	36-D32	32-D32	(同上)	(同上)	8-D32	7-D32
6	(同上)	(同上)	(同上)	9-D32	7-D32	9-D32	7-D32
5	36-D32	(同上)	36-D32	(同上)	(同上)	9-D32	8-D32
4	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)
3	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)
2	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)
1	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(同上)	(6Fに同じ)	(同上)
柱脚	20-D32	22-D32	24-D32	-	-	-	-

果、過剰配筋となることを避けることが出来た。

3.4 降伏機構保証設計 材料およびスラブの有効幅拡大による割増を考慮してヒンジ部の曲げ上限強度を算定し、静的非線形解析を行なって降伏機構保証設計用応力を求めた。上限強度の算定は降伏機構設計における信頼強度の算定と同様の方法による精算によった。非線形解析は部材モデルを材端ばねモデルとした平面骨組解析プログラム [2] を用いた。ヒンジ部材の降伏耐力は上限強度とし、降伏点剛性低下率は主筋の降伏を考慮して菅野式によって算定した。非ヒンジ柱では配筋が確定していないこと、また柱軸力が構造物の変形レベルに応じて変動することなどにより、各耐力、降伏点剛性低下率を正確に求めることが難しい。そこで、略設計の段階で定めた配筋によって信頼強度および剛性低下率を算定した。この時直交方向のフレームの梁からもたらされる変動軸力の50%を考慮することは安全側の応力評価となるが、非線形解析による応力算定の精度なども考えあわせて1方向のみを考慮した。剛性低下率はヒンジ部材と同様、菅野式を用いて算定した。

震度逆三角形分布の水平外力による静的漸増载荷を行ない、外力重心位置における変形が1/67のときの応力を非線形応力とした。解析による頂部層間変形角とベースシア係数の関係を図4に示す。最大ベースシア係数は長辺方向で0.330、短辺方向で0.337となり、降伏機構設計における標準ベースシア係数0.25に対して、それぞれ1.32倍、1.35倍（動的増幅係数算定時の ϕ_o ）であった。この結果から、動的増幅および地震力の2方向の同時性を考慮した割増率、および直交方向

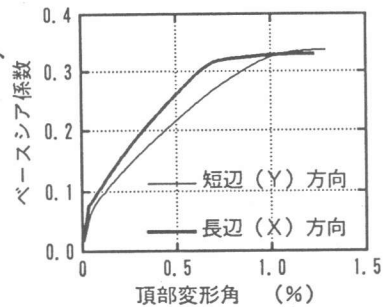


図4 非線形解析結果

からの変動軸力による剛性変化を考慮した割増率を算定し、非線形応力に乗じて機構保証設計用応力を求め、非ヒンジ部材の保証設計を行なった。柱の曲げ設計の結果を表3の柱の欄に示す。外柱2階柱脚はヒンジ部材となったが、降伏機構設計における保有耐力を満足することを確認した。各部材のせん断・付着の設計、接合部の設計および配筋設計は指針案の規定を全て満足した。従って、表1、3に示した断面は最終的な確定断面である。

4. 1方向地震応答解析

4.1 目的と解析方法 設計で想定した大地震動に対して、設計された建物の応答による層間変形および部材塑性率を確認することを目的として1方向地震応答解析を行なった。部材強度としてヒンジ部材、非ヒンジ部材とも信頼強度を用いた。入力地震動とその大きさは EL CENTRO NS 50 kine(507 gal)、HACHINOHE EW 50 kine(255 gal)、TH030-1 NS 50 kine(357 gal) の3波とした。解析対象として降伏機構保証設計の非線形解析で長辺方向に比べ剛性の低かった短辺方向の中構面1スパンを取り上げた。解析対象の重量は、短辺方向1スパン分支配面積に相当する重量とした。応答解析は李博士によって開発された立体骨組非線形応答解析プログラム [3] を平面骨組に適用した。部材モデルは柱は軸力と曲げモーメントの相互作用を考慮できるMSモデル [4] とした。梁は材端ばねモデルとし、TAKEDA モデルを復元力特性のモデルとした。降伏点剛性低下率は降伏機構保証設計で用いた値とした。基礎は1階床レベルで固定とし、減衰は減衰定数0.05で瞬間剛性比例型減衰のみとした。解析対象架構の弾性1次固有周期は固有値解析により0.961秒であった。

4.2 解析結果 どの地震によっても1階柱脚を含めて柱には塑性ヒンジは生じなかった。応答最大層間変形角を図5に示す。EL CENTRO NS 50 kine、HACHINOHE EW 50 kine では最大層間変形角は1/200程度で、TH030-1 NS 50 kine によって中間階に1/100程度の応答が生じた。したがって、設計で設定した値を満足しているといえる。部材の応答塑性率はTH030-1 NS 50 kine

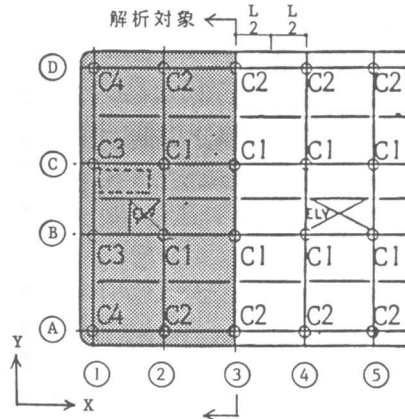
neの応答で中間階の梁端に最大 2.7 を生じた程度であった。

5. 2方向地震応答解析

5.1 目的と解析方法

設計で想定した崩壊形が確保されるかどうかを確認し、設計で用いた2方向地震力の同時性に対する安全係数を検討することを目的として2方向地震応答解析を行なった。部材強度はヒンジ部材には上限強度、非ヒンジ部材には信頼強度を設定した。解析方法の基本は4節の1方向解析と同じだが、立体骨組では節点の自由度の増大により計算時間の制約が生じ設計された建物規模の構造物全体を解析することが出来ない。そこで図6(a)に示すように長辺方向の端部2スパン分(X方向に柱3本、Y方向に柱4本)の立体骨組を解析対象とした。ここで、解析モデルとして取り出した③通りの柱は、静的非線形解析の結果からもX方向には4本とも内柱として抵抗する。すなわち変動軸力が生じないが、Y方向の入力に対してはこの方向にスパンが均等でないため、外柱となるC2柱だけでなく、内柱であるC1柱にも変動軸力が生じる。切出した解析モデルにおいてもこのような応力状態は再現されなければならない。そこで、図6(b)に示すように切出した③構面の各節点にX方向のみに作用する回転拘束ばねを設け、ばねの特性

は梁の剛域端での復元力特性と等価な節点での特性とした。そして応答の各ステップでのばねのモーメント増分と等価なせん断力増分(本解析ではばねに置き換えられた梁の反曲点が中央に固定されているものとした)を毎回その節点に鉛直方向の外力として加え、X方向の梁からもたらされる力によって生じる変動軸力を打消すようにした。切出した骨組の重量は③-④通り間の中央までとした。部材モデルは1方向解析と同一とした。立体解析とともに切出した立体骨組モデルの内構面となる平面骨組の解析も行なった。この場合、平面骨組の弾性1次固有周期が立体モデルの固有周期と一致するよう、平面骨組の負担する重量を決めた。入力地震動は、短辺(Y)方向の平面骨組に対し、降伏機構保証設計で想定した最大層間変形角 1/67の応答を生じさせる大きさとして、短辺方向 TH030-1 NS 70 kine(503 gal)、長辺方向 TH030-1 EW 54 kine(395 gal) (どちらも倍率1.95倍)とした。上記の立体骨組のモデル化の当否を回転拘束ばね付X方向平面骨組の応答解析によって検証した。③通りの柱の応答による変動軸力の最大値を①通りの外柱と比較して図7に示す。変動軸力は外柱に比べ充分小さく内柱の挙動を再現しているものとみせる。



(a) 立体部分骨組

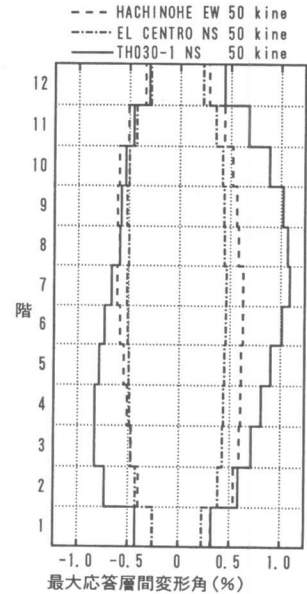
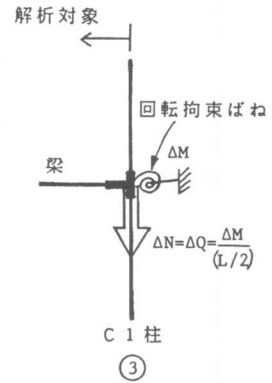


図5 1方向解析結果



(b) 軸力の解除

図6 立体骨組の解析モデル

図6(a)に示すように長辺方向の端部2スパン分(X方向に柱3本、Y方向に柱4本)の立体骨組を解析対象とした。ここで、解析モデルとして取り出した③通りの柱は、静的非線形解析の結果からもX方向には4本とも内柱として抵抗する。すなわち変動軸力が生じないが、Y方向の入力に対してはこの方向にスパンが均等でないため、外柱となるC2柱だけでなく、内柱であるC1柱にも変動軸力が生じる。切出した解析モデルにおいてもこのような応力状態は再現されなければならない。そこで、図6(b)に示すように切出した③構面の各節点にX方向のみに作用する回転拘束ばねを設け、ばねの特性は梁の剛域端での復元力特性と等価な節点での特性とした。そして応答の各ステップでのばねのモーメント増分と等価なせん断力増分(本解析ではばねに置き換えられた梁の反曲点が中央に固定されているものとした)を毎回その節点に鉛直方向の外力として加え、X方向の梁からもたらされる力によって生じる変動軸力を打消すようにした。切出した骨組の重量は③-④通り間の中央までとした。部材モデルは1方向解析と同一とした。立体解析とともに切出した立体骨組モデルの内構面となる平面骨組の解析も行なった。この場合、平面骨組の弾性1次固有周期が立体モデルの固有周期と一致するよう、平面骨組の負担する重量を決めた。入力地震動は、短辺(Y)方向の平面骨組に対し、降伏機構保証設計で想定した最大層間変形角 1/67の応答を生じさせる大きさとして、短辺方向 TH030-1 NS 70 kine(503 gal)、長辺方向 TH030-1 EW 54 kine(395 gal) (どちらも倍率1.95倍)とした。上記の立体骨組のモデル化の当否を回転拘束ばね付X方向平面骨組の応答解析によって検証した。③通りの柱の応答による変動軸力の最大値を①通りの外柱と比較して図7に示す。変動軸力は外柱に比べ充分小さく内柱の挙動を再現しているものとみせる。

回転拘束ばね付外柱（内柱）

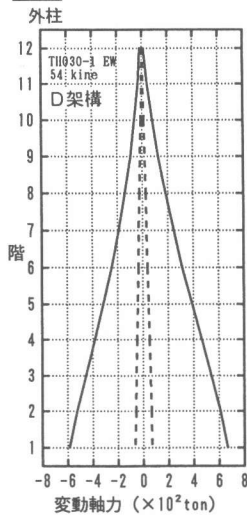


図7 モデルの検証

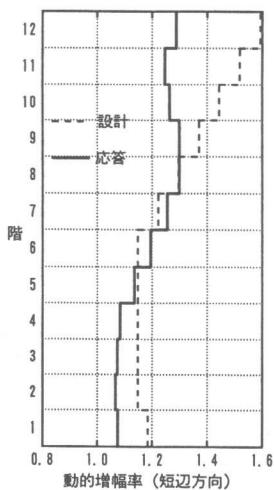


図9 動的増幅係数

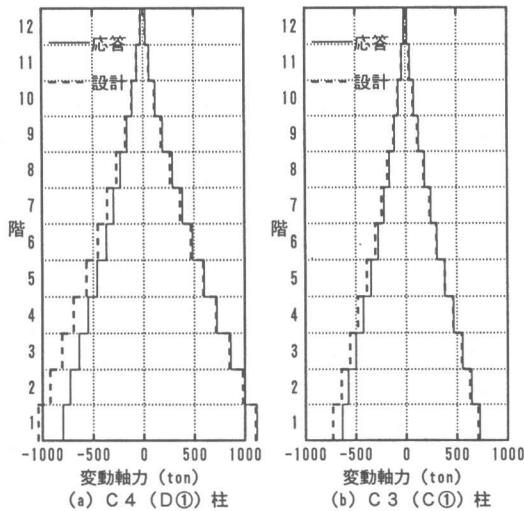


図8 外柱の変動軸力

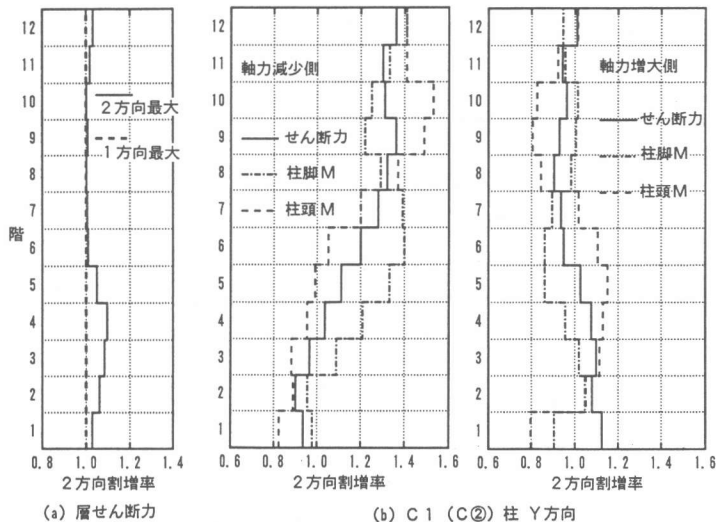


図10 2方向の同時性による応力の増大率

5.2 崩壊形 立体応答解析の結果1階柱脚以外の柱に降伏ヒンジは生じず、設計で想定した全体降伏形が維持された。ただし、隅柱と外柱の1部は最大応答点付近で柱脚のコンクリート要素の圧縮降伏が生じた。

5.3 外柱の変動軸力 隅柱（C4柱）および短辺方向の外柱（C3柱）の各階の変動軸力の最大値を設計で設定した値と比較して図8に示す。応答値と設計値は概ね一致しており、直交方向のフレームからもたらされる変動軸力の50%を考慮したことは、この解析からは妥当であったといえる。

5.4 動的増幅率 立体解析による短辺方向（Y方向）の層せん断力の最大応答値を、降伏機構保証設計時の同一方向の静的非線形解析による層せん断力の最大値を負担重量の比で基準化し

た値で除した値（動的増幅率）を、設計で用いた動的増幅率と比較して図9に示す。立体の応答解析による結果は、ほとんどの階で設計の値以下であった。特に上層の階では設計の値をかなり下回った。

5.5 応力の2方向の同時性に対する安全率 立体解析による層せん断力の最大値（X方向とY方向の応答値のベクトル和の最大値）を短辺方向の応答層せん断力の最大値で除した結果を、図10(a)に示す。この倍率はどの階も1.1以下で、層せん断力の応答では設計で考慮した2方向の同時性に対する安全率（一律0.1）を下回った。部材レベルにおける2方向の同時性を考慮しようとするとき、立体解析における外柱では2方向からの変動軸力の影響で応力の応答は複雑なものとなる。本解析における内柱（C1柱）では1方向からだけの変動軸力を受けており、その方向の最大応力は軸力変動のピークで生じているものと考えられる。そこで、変動軸力の生じる方向の平面骨組応答解析による応力の最大値に対して、立体応答における2方向応力のベクトル和の最大値を圧縮の変動軸力が生じている場合と引張の変動軸力が生じている場合とにわけて比較した。図10(b)に柱頭・柱脚のモーメントおよびせん断力に対して比較した結果を示す。2方向の影響による応力の増加は層によるばらつきが大きく、軸力の増大側では最大で15%程度、軸力の減少側では40%を超えたところもあった。

5. まとめ

終局強度型耐震設計指針（案）に従って鉄筋コンクリート造12階建純フレーム構造建物を例に、設計法の具体的な適用過程と、無理のない設計が可能であることを示した。

さらに、設計した建物を対象に1方向および2方向の地震応答解析を行ない、耐震性能の確認と設計で用いた各安全率について検討した。ヒンジ部材に信頼強度を用いた1方向応答解析から、設計で想定した大地震動に対し、応答変形は目標とした値に収まった。ヒンジ部に上限強度を設定した2方向応答解析では、設計で設定した崩壊形が実現されることが確認された。外柱の変動軸力の最大応答値は設計で想定した程度の大きさであった。設計で用いた動的増幅係数は2方向入力に対しても安全側であった。応力の2方向の同時性による増大率は、部材レベルでは設計で設定した値を超えたところもあった。

実際の立体骨組の地震応答解析を効率よく行なうためのモデル化の方法を提案した。

<謝辞> 本研究を進める過程で、東京大学工学部青山博之教授、同工学部小谷俊介助教授、同生産技術研究所岡田恒男教授、東京都立大学工学部芳村学助教授、名古屋工業大学市之瀬敏勝講師はじめ、東京大学青山研究室RCD研究会のメンバーの方々には適切な助言を頂いた。また、横浜国立大学工学部壁谷沢寿海博士、同李康寧博士には両博士がそれぞれ開発した地震応答解析プログラムを使用させて頂いた。これらの方々の御指導、御助力に深く感謝致します。

<参考文献>

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説、1988
- [2] 壁谷沢寿海、他：一日米共同研究－鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究（その3）疑似動的解析、第6回日本地震工学シンポジウム、1982、pp. 1161-1168
- [3] 青山博之、小谷俊介、李康寧：軸力－曲げモーメントの相互作用を考慮した鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答解析（その1、解析プログラム）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、昭和63年10月、C、pp. 303-304
- [4] 李康寧、小谷俊介、青山博之：変動軸力の効果を考慮したRC平面骨組の弾塑性地震応答、コンクリート工学年次論文報告集、1988、Vol. 10 No. 3 pp. 467-472