

論文 25%試験体を用いた RC 造連層耐震壁, 基礎梁, 杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構の解明

坂下雅信*1・卜部藍*2・河野進*3・田中仁史*4

要旨: RC 造 14 階建て集合住宅の張間方向の下層部分をモデル化した縮尺 25%の試験体を 1 体製作し, 静的正負交番繰返し載荷実験及び数値解析を行った。研究の目的は, 連層耐震壁と杭基礎との地震時相互作用を考慮した水平せん断力抵抗機構を解明し, 基礎梁の合理的な設計手法を提案する事である。実験結果から, 耐震壁の曲げ変形に対応して, 基礎梁の応力分布が推移していく様子が確認された。また, 数値解析では, 耐震壁の曲げ変形に対応した基礎梁の外力分布モデルを提案し, 水平せん断力の伝達範囲を決定する壁脚の曲げひび割れ幅を適切に設定すれば, 基礎梁に作用する外力分布の予測が可能となる事を示した。

キーワード: 耐震壁, 基礎梁, 杭, 曲げ降伏, 復元力特性

1. はじめに

RC 造中高層集合住宅(6階から20階建て程度)の梁間方向構造形式は, 上部構造を連層耐震壁, 下部構造を杭基礎とするものが一般的である。本研究では, 耐震壁から基礎梁へと伝達される水平せん断力の伝達機構に着目する。壁脚の曲げひび割れ面では, 耐震壁の変形が進むにつれ, ひび割れ幅が増大し, せん断力の伝達が行えなくなる。その結果, 壁脚にひび割れが発生するまでは, 引張柱側から圧縮柱側に壁脚全体に渡って伝達されていた水平せん断力が, 耐震壁の変形が増大するにつれ, 圧縮柱側に集中するようになる。それに伴い, 基礎梁に作用する軸力の分布も推移し, 基礎梁の応力状態も大きく変化する。しかしながら, 現状の基礎梁の設計法は, 耐震壁の変形に対応しておらず, その結果, 不合理な設計となっている可能性がある。

そこで, 本研究では 14 層 RC 造建物の梁間方向 3 層分の構造要素をモデル化した試験体を 1 体作製し, 静的載荷実験を行った。本研究の目的は, 耐震壁から基礎梁への水平せん断力伝達

機構を解明し, 基礎梁の合理的耐震設計法を提案する事である。今回の実験では, 本研究グループが過去に行った実験的研究^{1) 2)}の結果を基に, 試験体の詳細や載荷条件を過去の研究よりも現実性のあるものに設定した。具体的には, 基礎梁主筋量を減らした事や, 耐震壁補強筋に異形鉄筋を用いた事, 水平載荷位置を試験体のスパン中心位置とした事などが過去の研究との大きな違いである。

2. 実験概要

2.1 試験体

研究対象としたのは RC 造集合住宅の建物中央の張間方向 1 スパンをモデル化した構造体であり, 想定建物は 14 階建て集合住宅とした。図-1 に示すように試験体は連層耐震壁, 1 階の床スラブ, 基礎梁, 杭基礎からなり, 縮尺は, 想定建物の 25%とした。材料特性及び各部材の配筋を表-1 に示す。設計は, 中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説³⁾及び鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設

*1 京都大学 工学研究科建築学専攻 大学院生 工修 (正会員)

*2 京都大学 工学研究科建築学専攻 大学院生 (正会員)

*3 京都大学 工学研究科建築学専攻 助教授 Ph. D. (正会員)

*4 京都大学 防災研究所地震災害研究部門 教授 Ph. D. (正会員)

計指針・同解説⁴⁾に基づいて行った。

また、壁脚曲げ降伏時に基礎梁に入力されるモーメント（杭からの曲げ戻しモーメント Mp）297kNm に対し、基礎梁の曲げ耐力を文献³⁾より 230kNm に設定しており、基礎梁の曲げ降伏が、耐震壁の曲げ降伏に先行する事になる。

しかしながら、過去の研究^{1) 2)}から、耐震壁の曲げ降伏が生じるまでは基礎梁が耐震壁と一体となって挙動する為に、基礎梁の損傷が小さく抑えられる事が分かっており、今回の実験では、耐震壁の曲げ降伏と基礎梁の曲げ降伏の順番が

逆転する事が期待された。なお、文献⁴⁾による耐震壁のせん断耐力（保証変形角 $\geq 1/50$ 時）と耐震壁曲げ降伏時のせん断力の比率は 2.6 となっており、本実験では耐震壁の曲げ降伏後もせん断破壊は生じないと考えられる。

2.2 載荷装置と計測

図-2に示すように、水平荷重 Q は上部の 1000kN ジャッキ(A)を用いて与える。変動軸力は 2本の 2000kN ジャッキを用いて与えた。上部構造の地震層せん断力分布を Ai 分布と仮定した時、

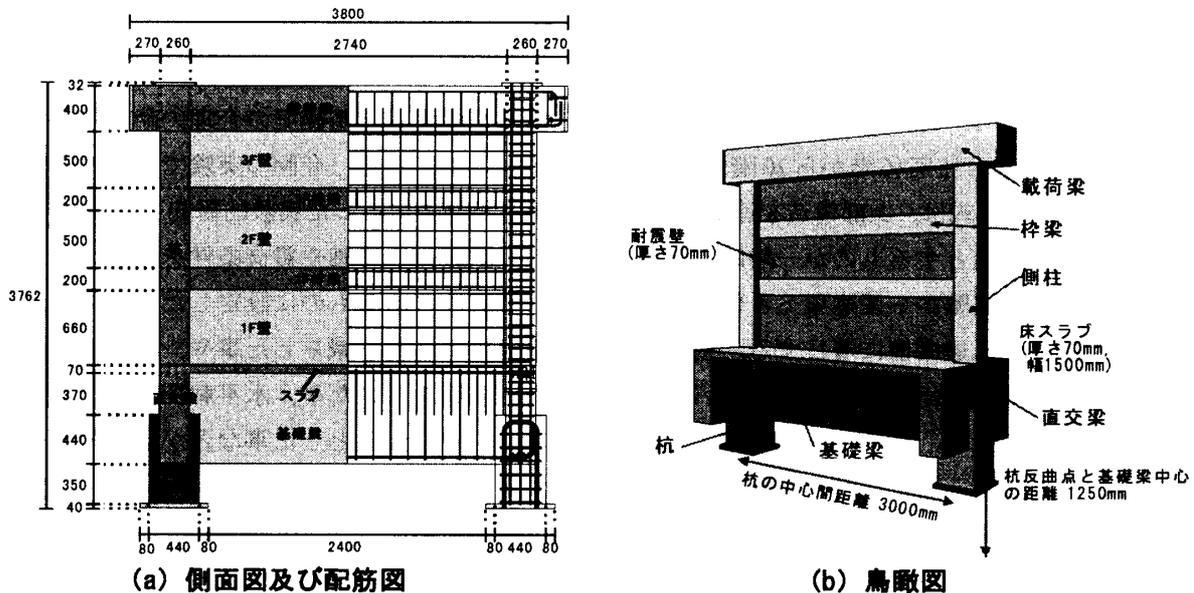


図-1 試験体形状

表-1 各材料の力学的特性及び試験体配筋

(a) コンクリート

	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
基礎梁・杭	45.7	3.41	25.9
壁・柱・梁	60.3	3.32	30.4

なお、最小骨材粒径は15mm。

(b) 鉄筋

鉄筋	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)
D6	377	179	532
D10(SD295A)	378	183	511
D10(KSS785)	919	201	1078
D13	351	175	505
D16	337	191	502
D22	341	183	525
D32	387	188	585

(c) 配筋

部材名	鉄筋	配筋比
柱 (260mm×260mm)	主筋	8-D13 (SD295A) 1.50%
	せん断補強筋	D10-□-@100 (KSS785) 0.55%
枠梁 (140mm×200mm)	上段筋	2-D10 (SD295A) 0.59%
	下段筋	2-D10 (SD295A) 0.59%
壁板 (70mm)	せん断補強筋	D6-□-@150 (SD295A) 0.30%
	縦補強筋	D6@150 千鳥 (SD295A) 0.30%
杭 (440mm×440mm)	横補強筋	D6@150 千鳥 (SD295A) 0.30%
	主筋	8-D32 (SD295A) 3.28%
基礎梁 (150mm×880mm)	せん断補強筋	D13-□-@120 (SD295A) 0.48%
	上段筋	2-D22 (SD295A) 0.63%
	上端筋(スラブ考慮)	2-D22+4-D6 0.74%
	下段筋	2-D22 (SD295A) 0.63%
床 (70mm)	せん断補強筋	D10-□-@150 (SD295A) 0.63%
	スラブ筋	D6@150 千鳥 (SD295A) 0.30%

壁脚でのベースシアアーと転倒モーメントが再現できるように、壁脚におけるモーメントとせん断力の関係が常に $M=6.820Q$ (kNm)、側柱の長期軸力が常に 353.0kN (軸力比 8.7%) となるように载荷を行った。

試験体の東側の杭は反曲点位置でピン支持とし、西側の杭は反曲点位置でローラー支持とした。ローラー支持点では、1000kN ジャッキ(B)を用いて上部の水平荷重 Q に対応した水平力を与えた。杭が圧縮側になる場合には、上部の水平力 (Q) の 0.7 倍を、引張側になる場合には、上部の水平力 (Q) の 0.3 倍を外力として与えた。なお、杭の水平力の分担率については、11F 建物、杭、地盤をモデル化した動的二次元有限要素解析の結果を参考にして決めた。壁脚が曲げ降伏し、圧縮側柱付近のみで水平せん断力の伝達が行われるものとする、基礎梁には最大で $0.3Q$ の引張軸力が作用する事になる。

加力は、西側方向への载荷を正方向と定義して、水平荷重 250 kN までは荷重制御、その後は 1 階層間変形角により制御し、0.05%、0.10%、0.20%、0.30%、0.40%、0.50%、1.10%、1.70% で正負各 2 回の静的繰返し载荷を行い、その後正側に 2.8% まで一方向载荷を行った。

層間変形角は、図-2 に示す耐震壁に取り付けた変位計から独立に計測した曲げ変形及びせ

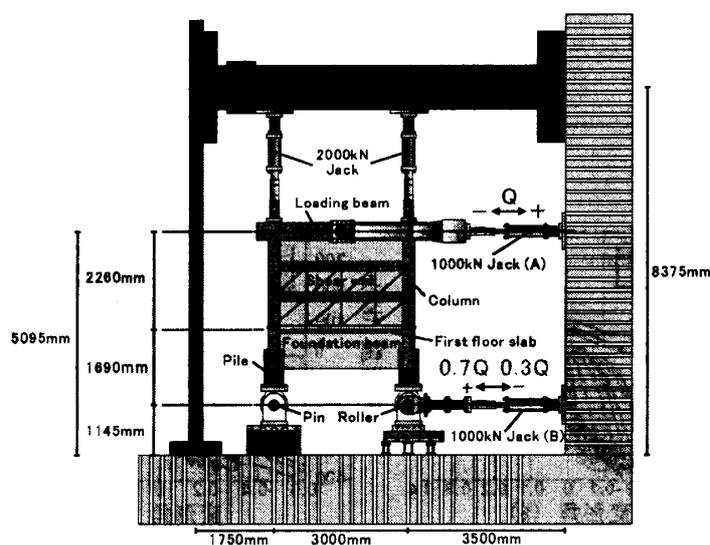


図-2 実験载荷図

ん断変形を足し合わせて求めた。なお、壁脚のせん断滑り量も測定したが、基礎梁の伸縮の影響でせん断滑り成分は抽出出来なかった。

3. 実験結果

3.1 損傷状況

図-3 に実験終了時のひび割れ分布を示す。柱に発生した曲げひび割れが、曲げせん断ひび割れとして耐震壁脚部まで進展し、その後床スラブを貫通して、基礎梁の方まで伸びていく様子が見られた。最終的に 1 階層間変形角 2.8% 程度まで単調载荷を行ったが、耐力の低下はほとんど見られず、柱の主筋の座屈や壁縦補強筋の破断が数本が見られた程度であった。これは、柱に導入した長期軸力が小さく、柱脚のコンクリートの損傷が比較的小さく抑えられていた事が原因であると考えられる。

3.2 水平荷重-1階層間変形角関係

図-4 (a) に水平荷重-1階層間変形角関係を示す。また、図-4 (b) 及び (c) に各変形成分と水平荷重の関係を示す。表-2 に示すように、壁脚曲げ降伏後に基礎梁の曲げ降伏が起こっており、設計時の狙い通り、耐震壁曲げ降伏までは、基礎梁の損傷が低減されている事が確認できた。

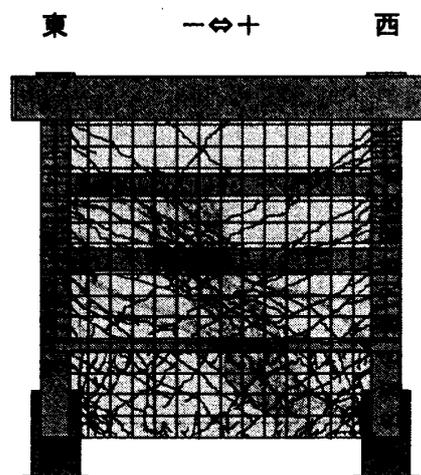


図-3 载荷終了後のひび割れ分布

3.3 基礎梁主筋歪分布

図-5に基礎梁主筋の歪分布を示す。各図の下の数値は順に左から水平荷重, 1階層間変形角及び1階曲げ変形角を表している。

上端筋の歪は, 1階の曲げ変形に対応して増大する傾向が見られた。これは, 耐震壁の曲げ変形が進展する事によって, 耐震壁から基礎梁への水平せん断力の伝達機構が推移する事が原因であると考えられる。1F層間変形角が0.08%を越えた付近(壁脚曲げ降伏時)から, 徐々に歪の値は増大し始め, 1F層間変形角0.29%付近で, 基礎梁の上端筋の降伏が見られた。

下端筋については, 設計段階では降伏は起こらないものと考えていたが, 上端筋とほぼ同時に降伏している。

4. 数値解析

4.1 復元力特性

実験結果から, 基礎梁の応力状態が耐震壁の曲げ変形に応じて推移する事が確認できた。したがって, 基礎梁の設計は耐震壁の最大応答値を参考にして行うべきであり, その為には耐震壁の復元力特性を精度良く予想する事が必要となる。そこで, 津田らの提案したスケルトンカーブ⁵⁾を用いて, 実験結果の検討を行った。実験結果と解析結果を比較したものを図-4に示す。曲げの復元力特性については精度良く実験の包絡線を予測できている。せん断の復元力特性については, 負側で実験の剛性を過大評価している。これは, 正方向から荷重を始めた為, 繰り

返し荷重の影響で剛性の低下が起こっているものと考えられる。

4.2 基礎梁に作用する外力分布のモデル化

実験結果から, 耐震壁の曲げ変形に対応して, 基礎梁の応力分布が推移していく様子が確認されている。これは, 耐震壁脚部に発生した曲げひび割れによって, 耐震壁と基礎梁が離間し, 耐震壁から基礎梁へ水平せん断力を伝達できる面積が減少する事が原因である。そこで, 壁脚の曲げひび割れ幅がある一定値を超えると, 水平せん断力の伝達が行えなくなると仮定し, この曲げひび割れ幅の限界値さえ決めてやれば, 耐震壁の曲げ変形に応じて, 基礎梁の外力分布の推移を予測する事が出来る解析モデルを提案する。図-7に解析モデルのフローチャートを示す。手法としては, 耐震壁の断面解析を行い, その結果を用いて線材置換したスラブを含むT字基礎梁に作用する外力分布を決定する。この際, 引張側柱主筋の歪を用いて, 壁脚の曲げひび割れ幅を算定し, 水平せん断力の伝達可能範囲を決定する。なお, モデルを簡略化する為,

表-2 耐震壁及び基礎梁の曲げ降伏点

	正側		負側		平均	
	α	Q	α	Q	α	Q
耐震壁曲げ降伏	0.054	279	-0.096	-315	0.075	297
基礎梁上端筋曲げ降伏	0.248	340	-0.322	-358	0.285	349
基礎梁下端筋曲げ降伏	0.248	340	-0.185	-340	0.217	340

α : 1階層間変形角(%) Q: 水平荷重(kN)

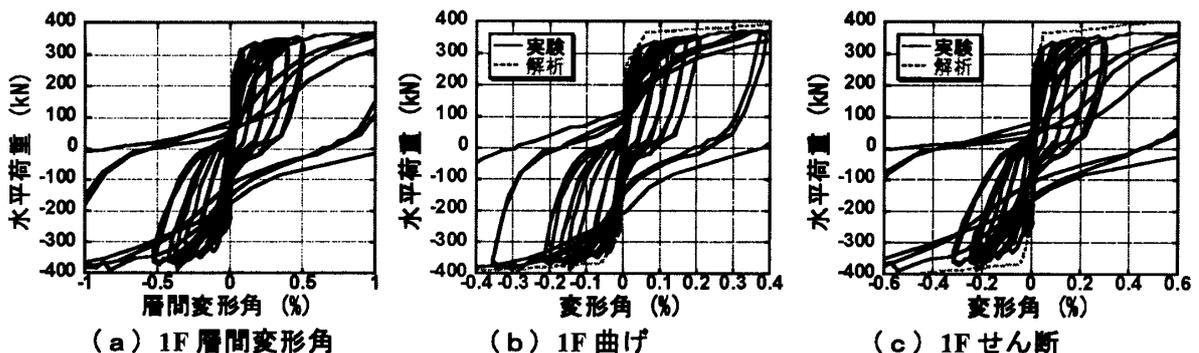


図-4 復元力特性

水平せん断力は曲げひび割れ幅の条件を満たす範囲において、均一に伝達されるものとしている。また、曲げひび割れ幅の算定は、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説⁶⁾に従って引張柱中心位置に対して行い、壁脚の曲げひび割れ幅については、耐震壁中立軸位置におけるひび割れ幅をゼロとし、線形に分布するものとして算定した。曲げひび割れ幅の限界値の設定方法については、骨材の粒径や壁脚と基礎梁の相対変位（壁脚のせん断滑り量及び基礎梁の伸縮）などを考慮して、検討していく必要があるが、今回は実験における基礎梁主筋の歪分布及びその推移が解析結果から求めた歪分布及びその推移と一致するように曲げひび割れ幅の限界値を調整して求める事にした。その結果、1.8mm に設定すると、図-5 に示すように、解析結果と実験結果はよく一致した。

実験結果と解析結果を詳しく比較する。耐震壁の断面解析によって求めた水平せん断力伝達範囲（図中灰色部分）の推移を図-6 に示す。なお、図-6 は図-5 で示した各荷重条件に対応している。壁脚降伏前は、実験の主筋歪は解析の主筋歪よりも全体的に小さな値となってい

る。これは、基礎梁が耐震壁と一体となって挙動している為に、基礎梁のみを対象とした本解析手法ではその挙動を捕らえられない事が原因である。しかしながら、耐震壁が曲げ降伏し、その変形が大きくなるにつれ、解析結果は実験結果と良い適合性を示すようになる。

また、引張側杭 (x=-1500mm) 付近における下端筋の歪の値が解析値よりも実験値の方が大きくなっているが、これは、引張側杭では斜め方向のストラットによって杭からの曲げ戻しモーメントが伝達されており、それが原因で基礎梁のレバーアームが短くなり、下端筋に作用する引張力が増大している事が原因であると考えられる。この部分については、基礎梁を線材置換した本解析手法では対応が困難であり別途検討を行う必要がある。

このように改良すべき点はいくつかあるが、表-3 に示すように、解析から求めた引張側柱脚部における曲げひび割れ幅は実験結果とよく一致しており、解析モデルは壁脚における曲げひび割れの状況をよく捉えている。また、解析から求めた基礎梁主筋の歪分布及びその推移もよく実験結果と対応している事から、曲げひび

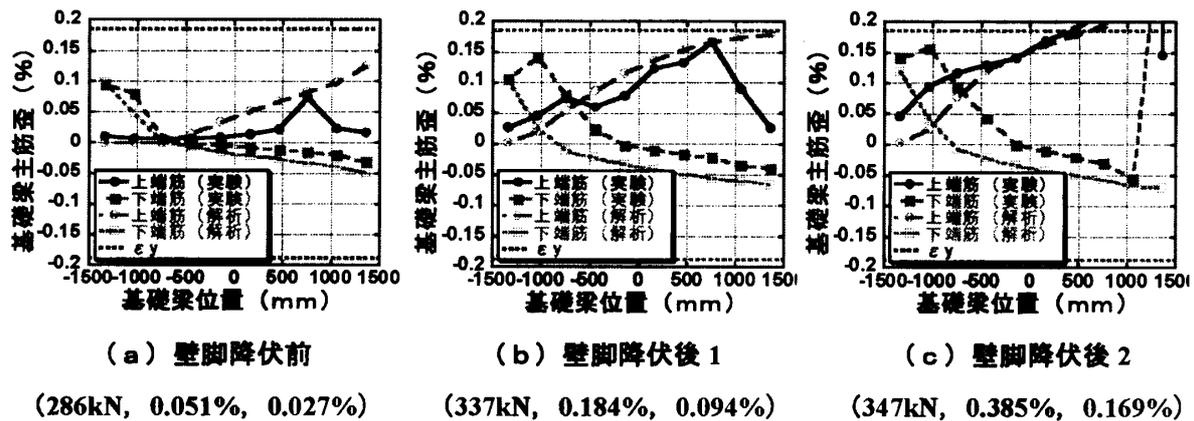


図-5 基礎梁主筋の歪分布及び断面解析の結果

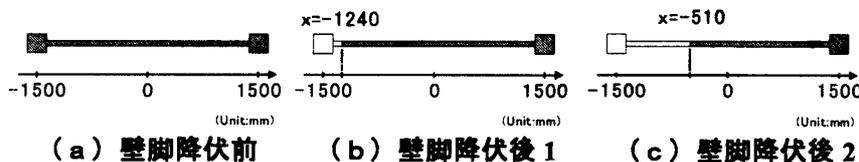


図-6 水平せん断力伝達面積の推移

表-3 引張柱中心位置における壁脚曲げひび割れ幅

	実験	解析
壁脚降伏前	0.39	0.29
壁脚降伏後1	2.2	2.0
壁脚降伏後2	2.6	2.7

<Unit: :mm>

割れ幅の限界値を適切に設定すれば、今回提案した解析モデルを用いて、基礎梁に作用する外力分布を予測し、耐震壁の変形に対応した基礎梁の合理的な設計を行う事が出来る事を示した。

5. 結論

連層耐震壁、基礎梁、杭及びスラブの相互作用を考慮した水平抵抗機構を明らかにし、基礎梁の合理的な設計手法を提案する為に、静的正負繰り返し載荷実験及び数値解析を行った。

- (1) 実験の基礎梁主筋の歪分布から、水平せん断力伝達機構が推移していく様子を明らかにする事が出来た。また、数値解析では、基礎梁に作用する外力分布をモデル化し、水平せん断力の伝達範囲を決定する曲げひび割れ幅の限界値を適切に設定すれば、基礎梁に作用する外力分布を予測できる事を示した。
- (2) 既存のスケルトンカーブを用いる事で、耐震壁の曲げ変形成分及びせん断変形成分を精度よく予測する事が出来た。

謝辞

本研究は、国土交通省建設補助金（研究代表者・渡邊史夫）及び文部科学省科学研究費（課題番号・16206056、研究代表者・渡邊史夫）を用いて行なわれた。実験に際しては、高周波熱練株式会社から資材の提供を受けた。また、大成建設の小室努氏には、実験方法に関する助言を頂いた。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 坂下雅信, 河野進, 田中仁史, 渡辺史夫: RC 造連層耐震壁, 基礎梁, 杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構の解明, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.529-534, 2004.7
- 2) 卜部藍, 坂下雅信, 河野進, 田中仁史: RC 造連層耐震壁, 基礎梁, 杭の地震時相互作用を考慮した水平力抵抗機構の解明, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.493-498, 2005.6
- 3) 日本建築センター: 中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説, 日本建築センター情報事業部, 1996
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 5) 津田和明, 江戸宏彰: 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元力特性(スケルトンカーブ)の算定法 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の性能評価手法に関する研究(その1), 日本建築学会構造系論文集 第569号, pp.97-104, 2003.7
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004

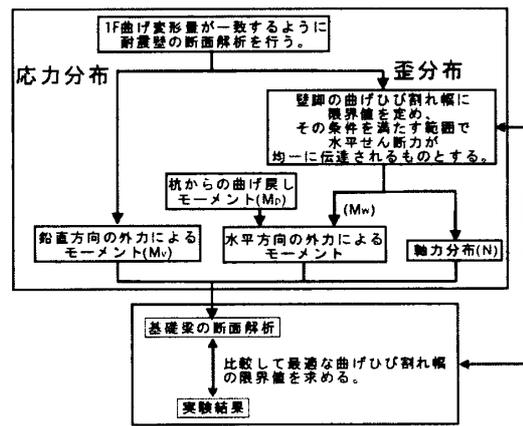
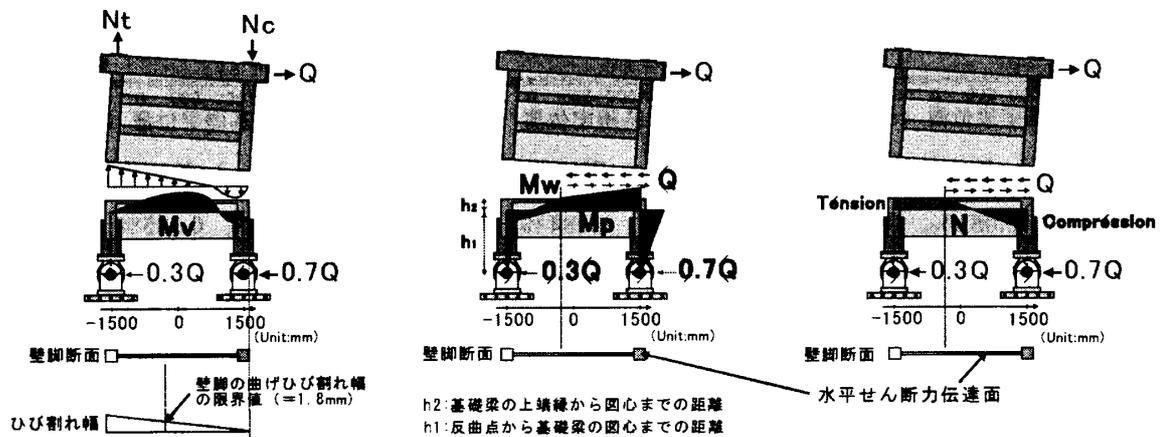


図-7 解析モデルのフローチャート



(a) 鉛直方向外力によるモーメント (b) 水平方向外力によるモーメント (c) 軸力

図-8 基礎梁に作用するモーメントと軸力の分布モデル