

博士論文

頂部の沈下と部材の厚さ方向の膨張に着目した
鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性評価

宮川 義範

頂部の沈下と部材の厚さ方向の膨張に着目した
鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性評価

目次

1. 序論	1
1.1 研究の背景・目的	1
1.2 現行の屋外重要土木構造物の耐震性能照査法	3
1.3 評価法の基本構想	6
1.4 既往の研究	7
(1) 崩壊現象や鉛直変位の挙動に関する研究	7
(2) 変位やひずみを指標とした損傷評価に関する研究	10
(3) 本研究の位置付け	11
(4) 鉄筋コンクリートと地盤の材料非線形構成則	13
1.5 論文の構成	21
2. 水平荷重を受けるボックスカルバートの損傷進行に伴う鉛直変位の挙動 －頂部の沈下に着目した残留耐荷性能評価－	27
2.1 はじめに	27
2.2 軸力比と鉛直変位挙動の関係に関する解析的予備検討	27
(1) 断面解析による予備検討	27
(2) 材料非線形解析による予備検討	29
2.3 実験1－鉄筋比の異なるボックスカルバートの静的載荷実験－	31
(1) 計画	31
(2) 結果	34
(3) 鉛直変位の挙動の分析と考察	38
2.4 実験2－小型ボックスカルバート模型の崩壊実験－	42
(1) 計画	42
(2) 結果と考察	44
2.5 耐荷性能照査法の提案	47
2.6 まとめ	48
3. せん断破壊が発生した鉄筋コンクリート部材の横膨張と残留耐力の関係 －部材の面外方向の残留耐荷性能－	51
3.1 はじめに	51
3.2 鉄筋コンクリート部材の載荷実験	52
(1) 計画	52
(2) 結果－損傷過程と水平方向の挙動－	56
(3) 部材の横膨張を中心とした変位分布の分析	58

3.3	材料非線形解析による横膨張の再現性	64
(1)	解析条件	64
(2)	荷重－変位関係の再現	65
(3)	横膨張－水平耐力残留率関係の再現性	67
3.4	まとめ	69
4.	水平二方向荷重を受ける壁体のポストピーク領域における挙動	
－	部材の面内方向の残留耐荷性能－	71
4.1	はじめに	71
4.2	壁単体の水平二方向載荷実験	71
(1)	計画	71
(2)	結果－損傷過程と水平方向の挙動－	74
(3)	鉛直変位の挙動の分析と考察	78
4.3	面内方向の耐力残留率評価式の作成	83
4.4	まとめ	87
5.	面部材で構成された鉄筋コンクリート構造物の部材損傷評価法の構築と適用	90
5.1	はじめに	90
5.2	部材単位の損傷評価法の構築	90
(1)	評価ボクセル	90
(2)	面外方向の耐力残留率	91
(3)	面内方向の耐力残留率	92
5.3	取水ピット模型の静的載荷実験	92
(1)	計画	92
(2)	結果	96
5.4	非線形有限要素解析結果に対する損傷評価	100
(1)	解析条件	100
(2)	結果と考察	102
(3)	部材耐力残留率の算定	104
5.5	今後の課題－他の損傷進展モードについて－	105
5.6	まとめ	105
5章付録	解析モデル上の位置と評価節点の対応付け	106
6.	砂地盤に埋設された構造物を対象とした変位に基づく耐荷性能評価	109
6.1	はじめに	109
6.2	砂地盤に埋設されたせん断壁付きボックスカルバートの振動実験	109
(1)	計画	109
(2)	結果	112
(3)	振動実験後の試験体単体に対する静的載荷	116
6.3	非線形有限要素解析による振動実験のシミュレーション	117

(1) 構造物モデル	117
(2) 土槽－地盤－構造物連成系モデル	117
(3) 境界条件および入力	118
(4) 結果と考察	118
6.4 上下動を同時入力する数値実験	120
(1) 水平・上下動の同時入力	120
(2) 振幅を変えた場合の影響	121
6.5 各種の耐震性評価システムにおける活用の見通し	125
(1) 地震後点検の評価	125
(2) 耐震性能照査	125
(3) 地震損傷確率評価	126
6.6 まとめ	127
7. 結論	130
謝辞	135

1章 序論

1.1 研究の背景・目的

本研究は、火力・原子力発電所を構成する鉄筋コンクリート製地中構造物を対象とし、地震で損傷した場合における耐荷性能を変位情報に基づいて評価する手法の構築を目的とする。

鉄筋コンクリート製地中構造物の地震被害としてよく知られているのは、1995年の兵庫県南部地震による地下鉄駅の中柱の破壊・頂版の崩落¹⁾である。この事故により、周囲を地盤に取り囲まれた地中構造物であっても、適切な耐震設計が行われていなければ、深刻な事態が引き起こされうるという教訓を得た。地中構造物の耐震性に対する意識の高まりと、計算機性能の向上、そして期を同じくして成熟した鉄筋コンクリート材料の非線形解析技術とが背景となって、原子力土木構造物の分野においても精力的な研究が行われ、2005年に耐震性能照査マニュアル²⁾が結実した。

それから間もない2007年、柏崎刈羽原子力発電所の直近で新潟県中越沖地震が発生した。原子力発電所の土木構造物は、非常時に機能することを要求される屋外重要構造物と、それ以外の構造物に大別される。この区別の妥当性もまた吟味されなければならない事項であるが、ひとまずこの地震では、屋外重要構造物に目立った損傷は無かった。一方、それ以外の構造物では部分的に損傷があり、中でも仮に屋外重要構造物であったなら、耐震性能照査の限界を超えているレベルの変形を生じた事例については、数か月を掛けた実験による検証を経て、ようやく構造的に問題ないことが確認された³⁾。このとき改めて認識されたのが、耐震性能照査で設定している限界状態を超える地震損傷を目の当たりにした時に、安全性を迅速に評価・判定する術が必要ということであった。

最も記憶に新しい2011年の東北地方太平洋沖地震では、福島原子力発電所が未曾有の惨事を引き起こした。この経験は、直接的には耐津波設計の重要性を喚起したが、より広い意味で留意すべき事柄は、やはり性能照査の想定を超えるリスクの存在を認識することであり、またそれを超えた場合に生じる現象を理解しておくことだと考える。以上の背景から、本研究は、鉄筋コンクリート製地中構造物に、現行の耐震性能照査で設定している限界状態を超えるレベルの損傷が生じたとしても、残留している性能を妥当に評価できる手立てを整備しようとするものである。

社会的背景に次いで、技術的背景について述べる。冒頭に示した研究目的の中で、評価では変位を参照することに言及した。これは、最近のレーザー測定の技術(例えば⁴⁾、⁵⁾、⁶⁾)を特に念頭に置いている。地震後の点検手法として想定されるのは、まず目視、次いで打音検査である。そして、それらで不十分と判断された場合に、コアサンプリング等の破壊試験、衝撃弾性波や超音波を用いた非破壊検査を行うという流れが、考え方としては一般的である⁷⁾、⁸⁾。しかし、地中構造物の場合、この手順自体、被害が小さいことを前提にしているのではないかという疑問がある。最初の点検技法である目視を行うためには、人が地中の閉鎖された空間にアプローチしなければならない。損傷した構造物に対する目視作業に危険が伴う点は気中構造物にも共通するが、地中では一層切実である。レーザー等に

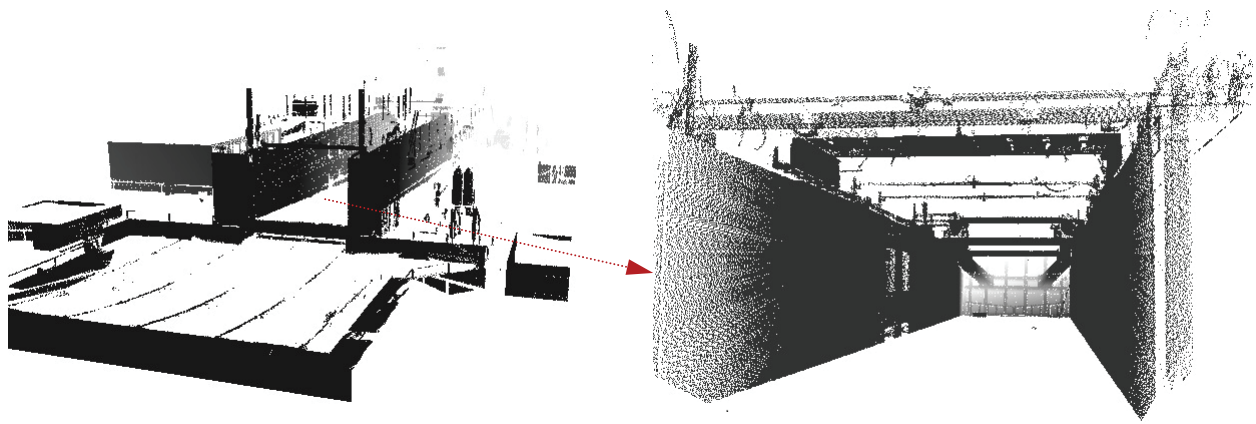


図 1-1 実験用開水路の点群データ（左）外観（右）水路内

よる遠距離からの空間情報の取得は、こうした危険性の回避に資することが期待される。

また、レーザー等による測量は、今やその利便性の点から、定期的な点検実務に導入することも十分考えられる。図1-1は、レーザースキャナーを用いて取得した或る実験用開水路の三次元形状である。走査する密度の設定にも依るが、スキャナーを設置して分単位の時間があれば、ほぼ全方位の表面位置情報を得ることができる。データの規模は大きくなるものの、その処理方法や、体系的な情報整理法の研究も進められている^{9)、10)}。こうした技術の存在、および近い将来の発展を念頭に置いて、そこで得られる情報を基にした評価法を研究することは有益だと考える。

変位に基づく耐荷性能評価法は、実際には、机上で耐震性能を照査する場面においても有用である。地中構造物は、部材が土圧や水圧といった分布荷重を受けるため、従来の断面力を参照したせん断照査には、相応の工夫が要求されてきた^{11)~17)}。そして、これらの工夫をもってしても、任意の荷重分布に対応することはできていない。また、地中構造物を地盤との連成系として捉えた場合、そもそも構造物の一部の部材が破壊に至っても構造物全体として機能上の要求は満たしうるのではないかという言説があり、力を指標とする照査から変形を指標とする照査への移行は古くから望まれてきた。しかしながら、本研究で特に焦点を当てることになる頂部の沈下や部材の厚さ方向の膨張といった種類の変位は、長らく耐震性能照査の実務には活用されてこなかった。というのも、地震応答解析の主流は、梁要素を用いて曲げに関する非線形性のみを考慮するもので、そこでは軸方向の変位挙動の精度を期待することはできなかった。最近実務でよく用いられているファイバーモデル^{18)、19)、20)}は、軸方向挙動と曲げの連成効果を考慮できるが、せん断損傷による鉛直変位の変化までは考慮できない。厚さ方向の膨張については、そもそも梁要素では表現されなかった。一方、1980年代から、鉄筋とコンクリートの詳細な構成則、およびそれに従う有限要素解析用ソリッド要素が開発され、現在では、幾つかの解析プログラムにおいて、計算負荷（計算機性能、プレポスト処理の労力、コスト）の問題を脇に置けば、「地盤－構造物連成系」の「三次元」「材料非線形」「動的」解析が可能になっている^{21)、22)}。つまり、地震中および地震後のより現実に近い変位分布を出力する解析環境が整えられてきているのであり、変位に基づく評価法は、こうした解析結果の評価にも活

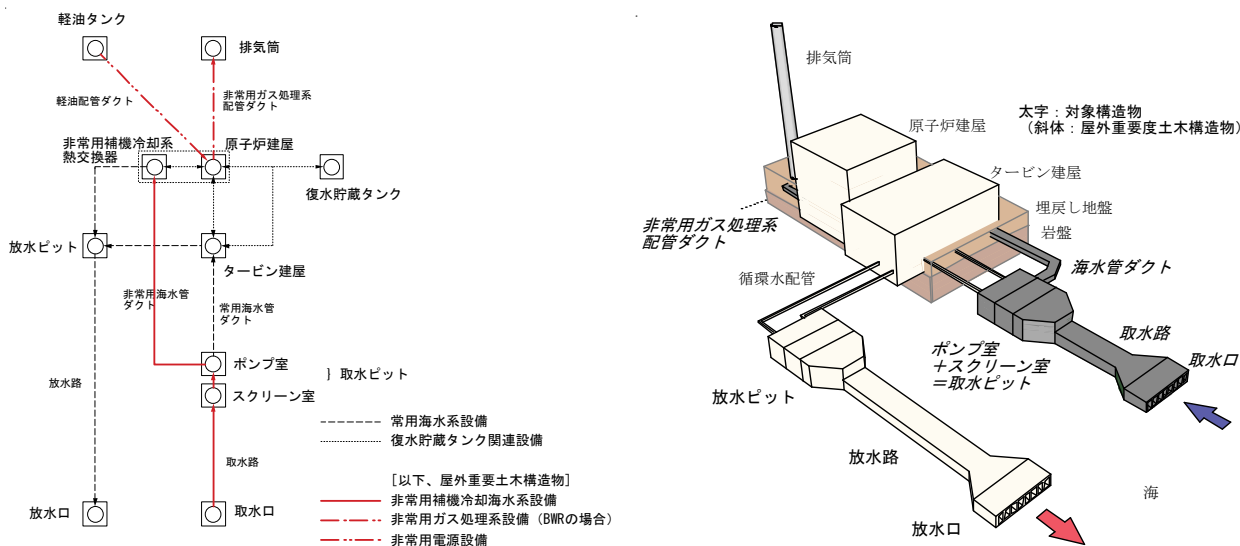


図 1-2 原子力発電所施設の構成とイメージ

用できる可能性が開かれている。

なお、火力発電所と原子力発電所は、タービンを回転させる蒸気を発生させる熱源が異なるだけであるから、自ずと地中構造物の役割や形態は類似している。事故が発生した場合の深刻さの違いから、耐震性評価の問題は、原子力発電所の方を中心に議論されてきたが、力学的観点から見れば、両者を区別する理由は見当たらないのであって、どちらにおいても有効な手法を提案することを目指す。

この序論の以降の部分では、3つの項目に分けて、技術の現状・動向を整理する。第一の項目は、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査法である。上の段落でも記しているように、耐震性能照査法と地震後点検結果の評価法には相通じる点があるので、耐震性能照査法の現状を確認することは重要である。第二に、そうした耐震性能照査の想定を超えた領域、いわゆるポストピーク領域に着目した近年の研究動向を俯瞰するとともに、本研究と既往研究との相違について述べる。第三に、本論文中の随所で材料非線形性を考慮した有限要素解析を用いた検討を行うので、そこで用いられている鉄筋コンクリートの材料非線形構成則を記す。

1.2 現行の屋外重要土木構造物の耐震性能照査法

原子力発電所施設は、内閣府旧原子力安全委員会（現在の原子力規制委員会）から示されている耐震設計審査指針²³⁾において重要度分類が行われている。土木構造物は、通常この分類の直接の対象にはなっていないが、分類対象の設備を支持するなど、系統の一部を成していることから、相応の耐震性を担保することとなっている。そして、実質的にSクラス相当の性能が要求される土木構造物を屋外重要土木構造物と称している。具体的な構造物を図1-2に示す。原子力発電所を構成する土木構造物の耐震基準は、この屋外重要土木構造物に主眼を置いて構築されてきた。

屋外重要土木構造物の耐震設計・性能照査について記された基準の一つに、土木学会原子力土木委員会から刊行されている文献²⁾がある。以降では、「マニュアル」という通

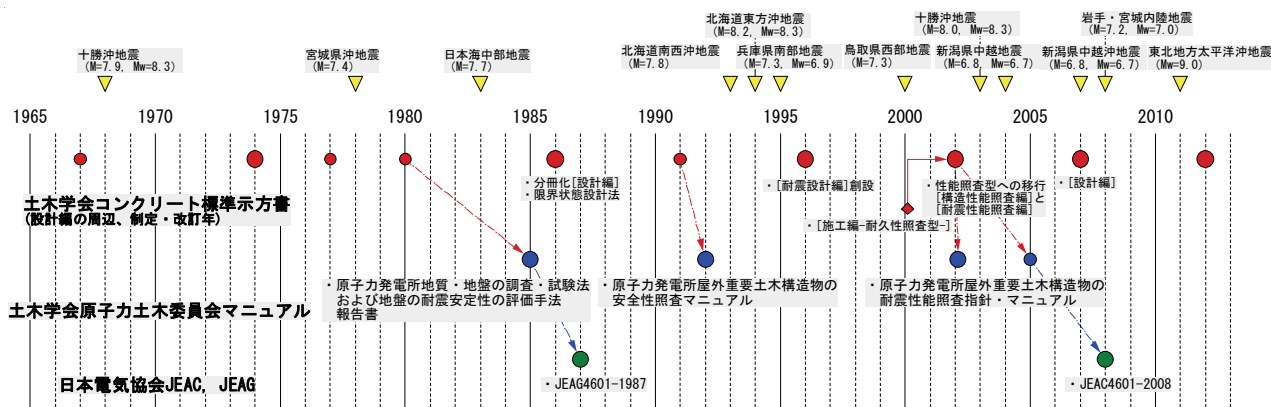


図 1-3 屋外重要土木構造物の耐震設計基準の変遷²⁵⁾

称をもってこの文献を参照する。マニュアルは、同じ土木学会から刊行されているコンクリート構造物一般を扱った「コンクリート標準示方書」²⁴⁾をベースとしつつ、地中構造物を主体とする屋外重要土木構造物のための調整が施された内容になっており、図1-3に示す経過を経て現在に至っている。日本電気協会のJEAC(Japan Electric Association Code)²⁶⁾やJEAG(Japan Electric Association Guide)^{27)、28)}は、事業者にとっての基幹的基準であるが、土木構造物関連部分については、基本的に原子力土木委員会マニュアルを参照している。よって、ここではマニュアルの内容に沿って、現行の考え方を整理する。

屋外重要土木構造物の要求性能は以下のとおりである。

- (i) Asクラスの機器・配管を支持する構造物：基準地震動S2に対して機器・配管の各機能を維持するように支持する。
- (ii) Aクラスの機器・配管を支持する構造物：基準地震動S1に対して機器・配管の各機能を維持するように支持する。
- (iii) 機器・配管を支持しないがAsクラスに相当する構造物：基準地震動S2に対して冷却用海水を取水・通水する機能を維持する。

なお、ここでの記述は2005年に刊行されたマニュアル原文にしたがったが、2006年の耐震審査指針改訂時に、基準地震動はS1、S2からSs、Sdへと定義しなおされ、重要度分類についても、旧As、AクラスがSクラスに統合されている。

耐震性能照査のフローを図1-4に示す。地震応答は、非線形動的解析によって求めるのが基本である。非線形解析ゆえに、運動方程式は時間領域で解くことになる。

$$\mathbf{M}\Delta\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\Delta\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}(\mathbf{x})\Delta\mathbf{x} = \mathbf{M}\Delta\ddot{\mathbf{y}} \quad (1-1)$$

$$\mathbf{x}(t + \Delta t) = \mathbf{x}(t) + \Delta\mathbf{x} \quad (1-2)$$

ここで、 Δ は増分を表す。 \mathbf{x} は系の下端を基準とした変位ベクトルで、 $\dot{\mathbf{x}}$ 、 $\ddot{\mathbf{x}}$ はそれを時間微分して得られる速度と加速度のベクトルである。 \mathbf{M} 、 \mathbf{C} 、 \mathbf{K} は、それぞれ質量、減衰、剛性のマトリクスである。 \mathbf{M} は集中質量マトリクスでも可である。 \mathbf{C} はReileigh減衰(質量マトリクスと剛性マトリクスの線形結合)を用いるのが実務的としている。 $\ddot{\mathbf{y}}$ は地動加速度、 t は時間を表している。

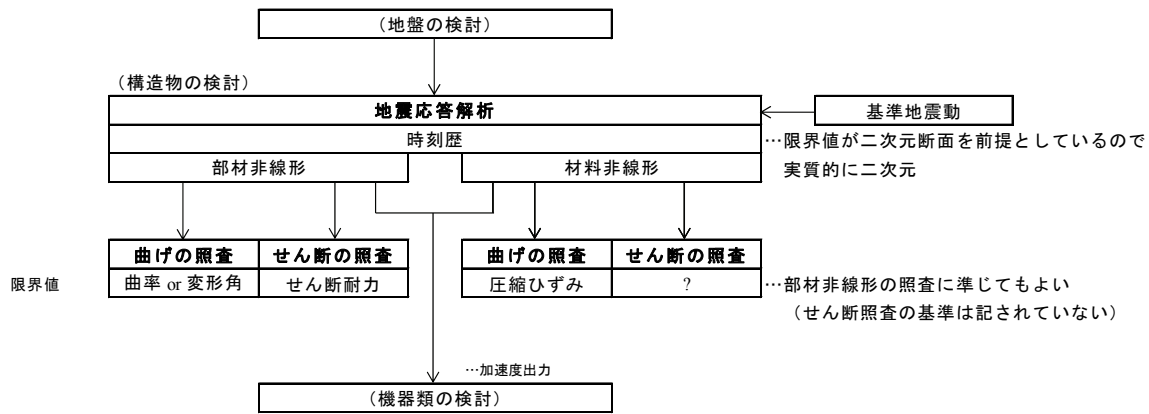


図 1-4 屋外重要土木構造物の耐震性能照査の現状

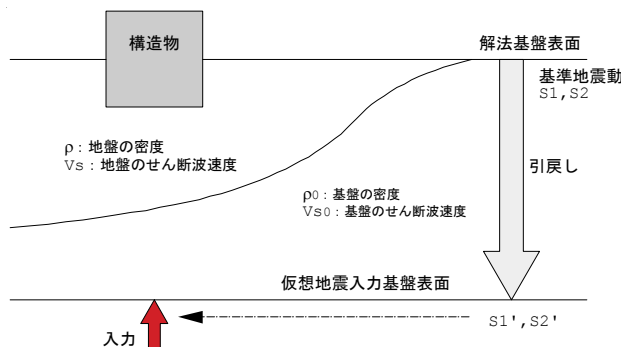


図 1-5 応答解析用入力地震動の考え方 (文献 29)の図を模写)

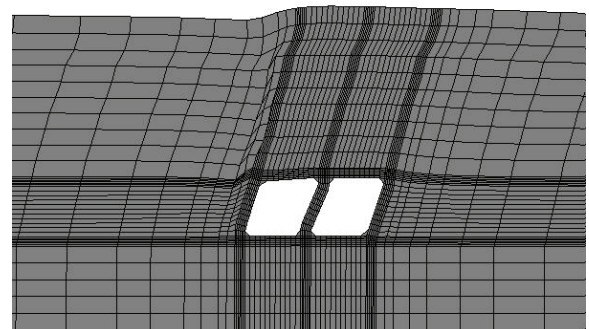


図 1-6 二次元材料非線形解析による 1 層 2 連ボックスカルバート断面の地震時応答²⁵⁾

非線形性を考慮するため、永久荷重に対する応答と地震荷重に対する応答を重ね合わせることにはできない。したがって、永久荷重による応力、ひずみ状態を算定した後、境界条件を切り替えて、続けて地震荷重を入力する。変動荷重は考慮しない。

応答解析の入力波形として、解法基盤表面で定義された地震波形を、重複反射理論等に基づいて解析領域下端まで引き上げ・引き戻しを行ったものが用いられる(図1-5)。上下動を静的に考慮する場合は、上向きと下向きの2通りを考慮する。上下動の波形が得られる場合には水平動と同時に入力する。

応答解析時には、コンクリート、鋼材、地盤の材料非線形性を考慮する。ただし、マニュアルでは、構造物を線要素で分割して曲げモーメントー曲率関係 ($M-\phi$ 関係と通称される) に非線形性を与える形式を部材非線形解析、構造物を平面要素で分割してその応力ーひずみ関係に非線形性を与える形式を材料非線形解析(図1-6参照)と称して使い分けられている。地盤はどちらの場合も平面要素で分割される。

照査は、曲げとせん断の2項目について行う。曲げに関しては塑性変形を許容し、変形指標で限界値が規定されている。材料非線形解析で応答値を求めた場合、

F1: 圧縮縁コンクリートのひずみ1%

を限界値とする。部材非線形解析で応答値を求めた場合、以下の3種類から選択することができる。

F2: F1に対応する曲率

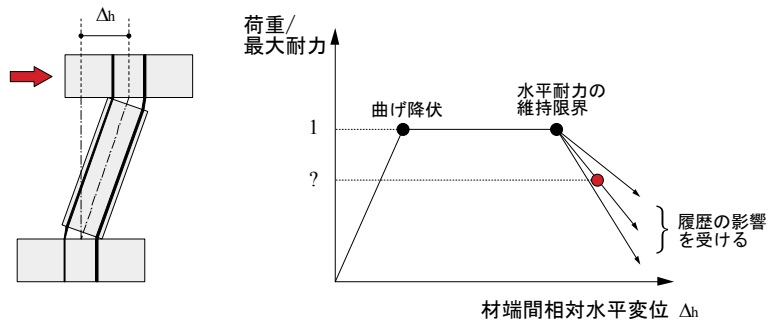


図 1-7 部材単位の評価における耐力の残留率の概念

F3: F1に対応する層間変形角

F4: 層間変形角1/100

F3の層間変形角は評価式³⁰⁾が整備されている。これらは、いずれも曲げ圧縮破壊に着目した判定基準である。鉄筋の破断に対しては、最小鉄筋比を確保して鉄筋コンクリートとしての要件を満たしていれば可としている。

せん断に関する限界値は、部材非線形解析で応答値を求めた場合、以下の3種類から選択することができる。

S1: せん断耐力評価式

S2: 分布荷重を受ける部材のせん断耐力評価法

S3: 材料非線形解析

S3は、部材だけを取り出して鉄筋コンクリートの材料非線形性を考慮した平面要素でモデル化し、応答解析で得た着目部材への荷重と材端力とを与える静的有限要素解析を意味している。

地震応答を材料非線形解析によって求めた場合のせん断の限界値は、技術的課題があるとして明示されていない。つまり、材料非線形解析による応答解析のルートは、実質的には成立していない。

二次元問題における応答解析法としての部材非線形解析、および材料非線形解析の妥当性は、地盤—構造物連成系の振動実験^{31)、32)}とそのシミュレーション^{33)、34)、35)}を通して確認されている。

1.3 評価法の基本構想

既往研究のレビューに移る前に、本研究で構築する評価法の枠組を示すことを通じて、これから取り上げる主題を明らかにしておく。提案法は、構造物としての耐荷性能評価と、部材単位の残留耐荷性能評価という2段階で構成する。構造物としての耐荷性能評価では、部材の損傷度合に依らず、全体の崩壊に対する安全性を評価する。本論文では、頂部の鉛直変位の挙動、端的に言えば沈下が、崩壊に関連する変形指標であるという考えに基づき、その妥当性を実験的に検証するとともに、評価・判定法を提案する。

部材単位の評価では、逆に、構造物全体への影響度に依らず、部材単位で見た場合の耐荷性能を評価する。具体的には、図1-7に示すように、ポストピーク領域における部材軸直交方向の耐力の残留率を推定する。これと関連性が高い変形指標は、図中における上下

材端間の相対水平変位（もしくは部材角）とは限らない。実際、ポストピーク領域では、材端間相対水平変位の絶対値が増大しなくても、繰返し作用によって耐力が低下することは、実験的に広く認められている。本論文では、対象構造物の主たる構成部材である面部材の面外方向と面内方向それぞれについて、ポストピーク領域における耐力残留率との相関が高い変形指標を探索する。

1.4 既往の研究

(1) 崩壊現象や鉛直変位の挙動に関する研究

基本構想の第一段階、構造物全体としての耐荷性能評価法を構築するには、頂部の沈下と耐荷性能との関係性を明らかにする必要がある。鉄筋コンクリート部材・構造物の鉛直変位の挙動や崩壊現象に着目した研究としては、以下のような例がある。

曹ら³⁶⁾、安藤ら³⁷⁾、長屋ら³⁸⁾、黒坂ら³⁹⁾による一連の研究では、軸力比0.3～0.5の高軸力下で水平荷重を受けて曲げ圧縮破壊する鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界について論じられている。そこでは、「部材角増大時に軸方向変形の増分が正（伸び）から負（縮み）に転じた点」を「軸力保持安定限界」とする考え方が示されている。また、安藤ら、黒坂ら、佐藤ら⁴⁰⁾は、断面計算やファイバーモデルを用いた曲げ解析を通して鉛直変位を評価している。これらの解析では、軸方向ひずみと曲率を、それぞれ軸方向変位と回転角に変換する、いわゆる等価塑性ヒンジ長の設定が必要になる。安藤らは、1.25D（Dは柱せい）の「ヒンジ域」と0.25Dの「準ヒンジ域」を設け、軸方向ひずみ・曲率がヒンジ域では一定、準ヒンジ域ではヒンジ域の値から弾性域における値まで線形的に変化する、としている。黒坂らも、同じように「（圧縮）ヒンジ域」と「準ヒンジ域」を設けており、両者を合わせた長さを、軸力比0.4、0.5の場合は1.0D、軸力比0.3の場合は1.5Dとしたときに載荷実験の結果と適合性が良いと述べている。圧縮ヒンジ域の長さは、次式に基づいて解析過程で変化するものとしている。

$$H_{pl} = K \varepsilon_{cmax} \quad (1-3)$$

ここで、 H_{pl} は圧縮ヒンジ域の長さ、 K は定数で5m、 ε_{cmax} は圧縮鉄筋の経験最大ひずみである。また、曲率と、軸方向ひずみ・せん断ひずみとで、「準ヒンジ域」における分布が異なるとしている。佐藤らは、曲率と軸方向ひずみに対して、それぞれ1.0D、1.0L（Lは柱内法長さの半分）というヒンジ長さを設定している。

多方向荷重を受ける曲げ破壊型柱の鉛直変位については、倉本らの研究⁴¹⁾がある。ここでは、60N/mm²級の高強度コンクリートで作成された曲げ破壊型の柱試験体に、高層建築物の内柱、外柱、隅柱を想定した三次元的な材端力を加える実験が行われ、ファイバーモデルを用いた曲げ解析で鉛直変位を精度よく追跡できることが示されている。

芳村らの一連の研究^{42)～50)}は、せん断破壊する部材の崩壊に着目している。そこでは、図1-8に示す破壊曲面の縮小という概念を用いて鉛直変位の挙動の評価が行われている。まず、水平変形－水平力関係上の折れ点が決定される。せん断破壊点は、曲げ解析による骨格曲線と荒川mean式によるせん断耐力 P_s との交点として求める。崩壊点の水平変形は次式によって求める。

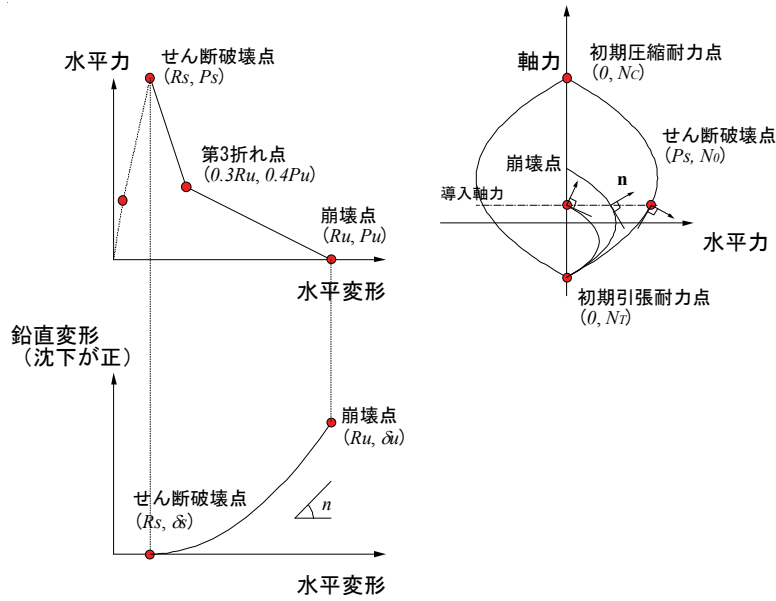


図 1-8 破壊曲面縮小の概念

$$R_u = 62.2p_w - 51.9\eta + 6.07p_g - 9.91 \geq 1.5 \quad (1-4)$$

ここで、 R_u は部材角 [%]、 p_w は横補強筋比 [%]、 η は軸力比、 p_g は主筋比 [%]である。崩壊点の水平荷重はゼロである。第3折れ点は、水平変形が R_u の30%、水平力が P_s の40%に当たる点として定められる。

初期破壊曲面は、初期圧縮耐力点、初期引張耐力点、せん断破壊点を通る二次曲線で表される。ここで、初期圧縮耐力 N_c はコンクリート圧縮強度×コンクリートの断面積+主筋降伏強度×主筋の断面積、初期引張耐力 N_t は主筋降伏強度×主筋の断面積として求める。せん断破壊点到達以降、この破壊曲面が、①初期引張耐力点を常に通る、②相似形を保持する、という2条件を満足しながら、水平変形の進行とともに縮小すると考える。導入軸力ラインとの交点における縮小破壊曲面の法線の傾き n を積分することにより、鉛直変形 δ を得る。

$$\delta = \int_{R_s}^{R_u} n dR \quad (R_s \leq R \leq R_u) \quad (1-5)$$

R が部材角の次元であるとき、 δ もまた柱の内法長さで除した値として算出される。

加藤らも、せん断破壊型柱の軸力保持性能に関する一連の研究を行い^{51) ~ 55)}、軸力負担能力を喪失する時点の水平変形を推定する以下の式を導出している。

$$R = \frac{0.027}{e N / P_{fr, cal}} \quad (1-6)$$

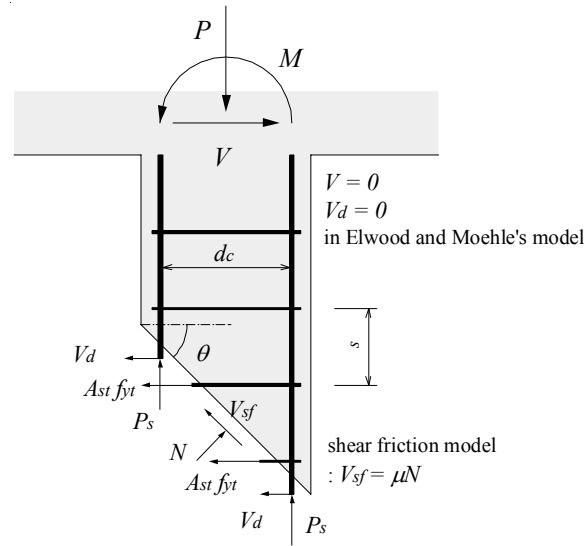


図 1-9 セン断ひび割れ面周りの自由体と shear friction model

$${}_e N = N + Q \frac{\sin^2 \theta - \cos^2 \theta - 2\mu \sin \theta \cos \theta}{\sin \theta \cos \theta - \mu \cos^2 \theta} \quad (1-7)$$

$$P_{fr,cal} = P_{fr0} \cdot \left(1 - 0.5 \frac{S}{D}\right) R_d \quad (1-8)$$

$$P_{fr0} = bD \cdot p_w \sigma_{wy} \frac{\sin \theta \cos \theta + \mu \sin^2 \theta}{\sin \theta \cos \theta - \mu \cos^2 \theta} + A_s \sigma_y \quad (1-9)$$

ここで、 ${}_e N$ は等価軸力、 b 、 D は部材の幅とせい、 p_w 、 σ_{wy} 、 S は帯筋比、帯筋の降伏強度、間隔、 A_s 、 σ_y は主筋の断面積と降伏強度である。 R_d は帯筋の定着に関する有効係数で、溶接帯筋で1、フック90°・余長が帯筋径の4倍という条件下で0.8である。 Q は軸力支持能力喪失時のせん断力だが、せん断強度でよいとされている。 μ はすべり面の摩擦係数で0.77、 θ はすべり角度で60°と設定されている。

海外では、柱が爆発等で失われた場合の構造物の挙動を捉える実験が幾つか行われている^{56), 57), 58)}。また、Ghannoum and Moehle⁵⁹⁾は、3層3スパンの架構の振動台実験を行い、軸方向破壊の進行過程について詳しく記述している。そこでは、軸方向破壊の発生後、鉛直変位を部材長さで除した指標が10⁰%のオーダーに達する様子が示されている。

Elwood and Moehle⁶⁰⁾は、図1-9のように、Shear friction modelをベースにしてせん断破壊後の軸方向耐力を導出している。Shear friction modelは、ひび割れ面のせん断伝達を摩擦に見立てる、すなわちせん断伝達力をひび割れ面法線方向の力と摩擦係数の積で表現できるという前提に立った力学モデルである。彼らの論文では、斜めひび割れ面のせん断伝達成分と主筋の軸圧縮成分が同時に発現するtotal capacity modelと、同時に発現しない可能性に配慮して斜めひび割れ面のせん断伝達成分だけを見込むmaximum capacity modelとが提案されており、照査の観点からは後者が望ましいと述べられている。total capacity modelは以下の式で表される。

$$\frac{P_s}{A_{bar}f_{yl}} = \begin{cases} \frac{d_b/L}{\frac{3}{4}\pi\frac{\Delta}{L} + \frac{d_b}{L}} & (if P < A_{sl}f_{yl}) \\ \frac{d_b/L}{\frac{3}{4}\pi\frac{\Delta}{L} + \frac{d_b}{L}} < 0.1 \frac{\pi^2 E_s I_{bar}}{s^2} \frac{n_{bars}}{A_{sl}f_{yl}} & (if P \geq A_{sl}f_{yl}) \end{cases} \quad (1-10)$$

$$\mu_t = \frac{P - n_{bars}P_s - \frac{A_{sl}f_{yl}d_c}{s}}{P - n_{bars}P_s + \frac{A_{sl}f_{yl}d_c}{s} \tan \theta} \quad (1-11)$$

$$\mu_t = \tan \theta - \frac{100}{3} \left(\frac{\Delta}{L} \right)_{axial} \geq 0 \quad (1-12)$$

ここで、 L は部材長さ、 P は軸方向荷重、 Δ は水平変位、 P_s は（曲げられている）主筋の軸方向耐力、 A_{bar} は主筋1本当たりの断面積、 f_{yl} は主筋の降伏強度、 d_b は主筋径、 E_s は主筋のヤング係数、 I_{bar} は主筋の断面二次モーメント、 A_{sl} は主筋の全断面積、 n_{bars} はせん断ひび割れ面を横切る主筋の本数、 s はせん断補強筋間隔、 A_{st} は単位長さ当たりのせん断補強筋の断面積、 f_{yt} はせん断補強筋の降伏強度、 μ_t はひび割れ面の見かけの摩擦係数（サフィックスはtotalのt）、 d_c は両側主筋間の心々距離である。 θ はひび割れ面の角度で、実験的に $\theta=65^\circ$ としている。式(1-10)を式(1-11)に代入し、式(1-11)と式(1-12)から μ_t を消去すれば、部材変形角と軸方向耐力との関係が得られる。maximum capacity modelでは、 P_s をゼロとみなし、式(1-12)に代えて次式を用いる。

$$\mu_m = \tan \theta - \frac{100}{4} \left(\frac{\Delta}{L} \right)_{axial} \geq 0 \quad (1-13)$$

ここで、 μ_m はひび割れ面の見かけの摩擦係数（サフィックスはmaximumのm）である。結果的に、 Δ/L と軸方向荷重 P との関係は次式にまで単純化される。

$$\left(\frac{\Delta}{L} \right)_{axial} = \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_{st}f_{yt}d_c \tan \theta} \right)} \quad (1-14)$$

(2) 変位やひずみを指標とした損傷評価に関する研究

基本構想の第二段階、部材単位の残留耐力評価法の作成に当たっては、部材のポストピーク領域における耐力残留率との相関が高い変形指標を探索することになる。そこで次に、変位（ひび割れ幅を含む）やひずみの指標に着目した損傷評価研究の動向を概観する。このような研究には、点検結果の評価と、非線形解析の評価という2つの側面からアプローチしている例がある。

点検結果に基づく損傷評価を主題とした既往研究では、ひび割れ幅が良く参照されている。文野ら⁶¹⁾は、残留最大曲げひび割れ幅と残留曲げひび割れ幅合計の比、残留最大せ

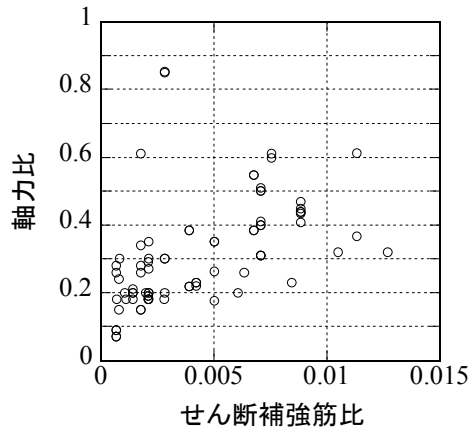


図 1-10 既往研究の試験体のせん断補強筋比と軸力比

ん断ひび割れ幅と残留せん断ひび割れ幅合計の比を実験的に明らかにするとともに、残留曲げひび割れ幅合計と残留曲げ変形角との関係、残留せん断ひび割れ幅合計と残留せん断変形角との関係を表現する幾何学モデルを示している。これらに基づいて、残留最大曲げひび割れ幅と残留最大せん断ひび割れ幅から、変形角の次元で見た終局までの裕度指標を導いている。半田ら⁶²⁾もまた、載荷時のせん断ひび割れ幅に対する除荷時の残留率、せん断ひび割れ幅とせん断補強筋のひずみの対応関係、せん断補強筋のひずみと部材せん断力の対応関係などを実験的に捉えている。

材料非線形解析の評価に着目した研究には、斉藤ら⁶³⁾の研究がある。そこでは、ひび割れの開口と圧壊に対応する指標として、偏差ひずみの第二不変量 $\sqrt{J'_2}$ と、正規化累加ひずみエネルギーの2つが提案されている。

$$\sqrt{J'_2} = \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \quad (1-15)$$

$$W_n = \frac{1}{f} \sum_{k=1}^n (\sigma_{ij} \cdot d\varepsilon_{ij})^{(k)} \quad (1-16)$$

ここで、 f はコンクリート圧縮強度、 σ_{ij} は応力テンソル、 ε_{ij} はひずみテンソルを表す。 n は逐次解析を想定した計算ステップ数である。どちらの指標も、着目点から半径150mmの領域で平均化する。そして、 $\sqrt{J'_2}$ に対して0.001、 W_n に対して0.0015という値が、最大耐力点と良く対応すると述べられている。

(3) 本研究の位置付け

こうした既往の研究に対して、本研究独自の着目点は、大きく2点に集約される。第一に、本研究は、個々の部材に作用する軸力レベルが低く、また、面外方向のせん断補強筋をほとんど持たない部材から成る構造物を対象として取り上げる。

崩壊や鉛直変位をキーワードに持つ既往の研究の多くは、高軸力部材に着目している。図1-10は、文献36)、38)、40)、42)~47)、51)、52)、60)、64)~66)に記載され

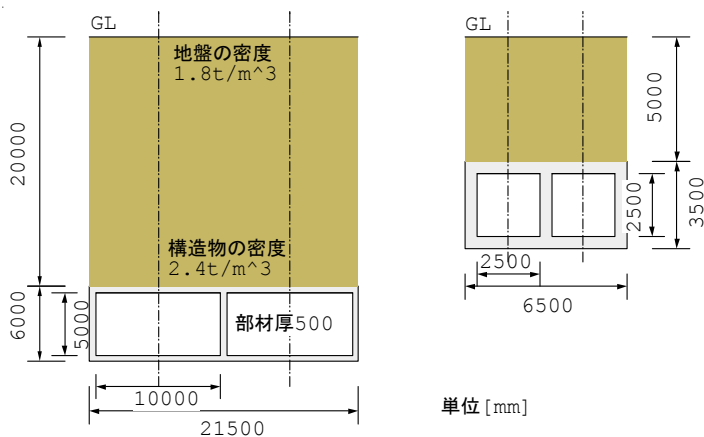


図 1-11 軸力レベル試算用のモデル

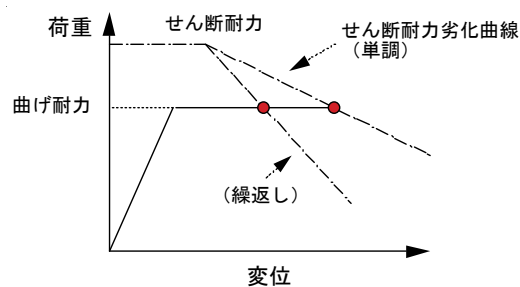


図 1-12 曲げ降伏後のせん断耐力の低下

た試験体91体に関するせん断補強筋比と軸力比の組合せの分布である。0.1以下の軸力比に着目したケースが少ないことが分かる。軸力レベルが大きいほど崩壊の危険性が高いことは自明であり、ゆえに高層建築物を対象とした研究の中で議論が進められてきたものと推察される。これに対して、本研究の対象構造物の軸力比は、0.1でも大きい部類に属する。図1-11(a)に一つの極端な例を示した。一般的に開削工法により構築されるので、土かぶり20mというの相当深い。そこに、部材厚0.5m、鉛直部材の縦／横比10、内空の縦／横比が0.5と、20mの深さでは非現実的とも言える寸法の2連のボックスカルバートがあるとす。単純に2本の鎖線で挟まれる領域の重量が中央の隔壁に作用すると考えたとき、隔壁下端の軸応力は 7.77N/mm^2 であり、コンクリート圧縮強度を 30N/mm^2 とすると、軸力比0.259に相当する。このように、極端な設定を考えて、ようやく軸力比は0.2以上に至る。(b)図のボックスカルバートは、土かぶり5m、部材厚0.5m、鉛直部材の縦横比5、内空の縦／横比1.0という現実的な寸法を有している。この場合、隔壁下端の軸応力は 0.66N/mm^2 、軸力比にして高々0.022である。なお、兵庫県南部地震で崩壊した地下鉄大開駅の中柱の軸力比は0.3程度と言われている(例えば67)。地下鉄の開削トンネルは、地盤と接しない中央部分の鉛直部材が柱、すなわち線部材であり、奥行き方向一定区間の頂版自重と土かぶりによる荷重をそれが集中的に支持することとなった。地中構造物全般から見ればこうした事例もあって注意を要するが、発電所の地中構造物は、通常、地盤と接しない部分も隔壁と称される面部材である。したがって、軸力比0.1以下の部材に限られる知見であっても、多くの事例において有用である。

主鉄筋比、せん断補強筋比ともに小さい本研究の対象構造物では、面外方向の主たる破壊モードが、曲げ降伏後のせん断破壊となる。まず、主鉄筋比と軸力比とも小さいことに起因して、曲げ耐力が小さい。したがって、せん断補強筋比が仮にゼロであっても、せん断耐力が曲げ耐力を下回るような事例は少なく、基本的に曲げ降伏が先行しやすい。曲げ降伏した後は、(i)塑性ヒンジ領域の圧縮縁が圧壊するモード、(ii)主筋が破断するモード、(iii)塑性ヒンジ領域や部材対角方向の斜めひび割れが拡幅するモードが想定されるが、せん断補強筋が少ないため、基本的には(iii)が最初に発現することになる。(iii)のモードは、図1-12に示すように、部材に曲げ降伏レベル以上の変形を与えるとせん断抵抗機構が劣化するために生じる。地震に代表される繰返し荷重がその劣化を促進することも古

くから知られている^{68)~75)}。せん断補強筋が少ないと、せん断耐力の曲げ耐力に対する比、いわゆるせん断裕度が小さいため、せん断抵抗機構が僅かに劣化するだけで、容易にせん断破壊モードに移行してしまうのである。この傾向は、本論文の実験結果においても見ることができる。

再び図1-10を見ると、既往の研究では、せん断補強筋が配されていないケースが全く取り上げられていない。軸力比の大小と、せん断補強筋比の大小とは互いに関連しているのであって、せん断補強筋に対して横拘束や座屈防止の効果も期待している高軸力部材では、自ずから一定以上のせん断補強筋の配筋が前提となる。実際、先に述べた加藤らによる軸力負担能力喪失時水平変形の評価式や、Elwood and Moehleによるせん断破壊後の軸方向耐力評価式も、せん断補強筋の無い部材に適用できないことは、その式の構成から明らかである。一方で、面部材で構成された本研究の対象構造物では、面外方向のせん断補強筋が配されていない場合がある。そして当然、破壊の危険性が高く、より多くの注意を要するのはそうしたせん断補強筋が配されていない構造物である。つまり、本研究は、軸力比が小さいという有利な性質と、せん断補強筋比が小さいという不利な性質を有する構造物を対象としている。

本研究のもう一つの特徴は、ポストピーク領域において部材の残留耐力を支配する変形指標について議論する点である。前項で見たように、点検結果や材料非線形解析の結果を変位やひずみの観点から捉えることを目的とした既往の研究は、部材が材軸直交方向の耐力を維持する限界に至るまでの状態に着目していた。一方、ポストピーク領域に着目した研究の中で、部材内の変位分布を俯瞰し、挙動を支配している変形指標を探索するような試みは、今回行った文献調査の範囲では見られなかった。ポストピーク領域における耐力低下を議論する場合、局所的な変形・ひずみの大きさのみでなく、変形・ひずみが生じている領域の広がり（長さ・面積・体積）が重要になってくることが予想される。

(4) 鉄筋コンクリートと地盤の材料非線形構成則²¹⁾

鉄筋コンクリートと地盤の非線形構成則を備えた有限要素解析プログラムとして、髓所で用いることになるCOM3Dの構成則を整理しておく。全容は複雑であるため、大枠の整理に努める。

コンクリートは、ひび割れ発生前と発後とで構成則が切り替わる。ひび割れ発生前は、弾塑性破壊構成則に従う。ここでは、破壊と塑性とが別個の概念として取り扱われる。まず、応力増分と弾性ひずみ増分の関係が次式で表される。

$$d\sigma = \mathbf{M}d\epsilon_e \quad (1-17)$$

ここで、 \mathbf{M} は弾性マトリクスであるが、破壊の進行とともに変化する。次に、弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の関係が次式で表される。

$$d\epsilon_p = \mathbf{L}d\epsilon_e \quad (1-18)$$

以降の記述においても、サフィックス e は弾性成分、 p は塑性成分を表すものとする。ひずみ増分は、弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和であるから、 \mathbf{I} を単位行列として、次式が成り立つ。

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = (\mathbf{I} + \mathbf{L})d\boldsymbol{\varepsilon}_e \quad (1-19)$$

以上より、応力増分とひずみ増分を関係づける弾塑性破壊マトリクスが導かれる。

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{M}(\mathbf{I} + \mathbf{L})^{-1} d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (1-20)$$

次に、マトリクス \mathbf{M} と \mathbf{L} の内容を記す。

$$\sigma_{ij} = \delta_{ij}I_1 + s_{ij} = 3K_0I_{1e}\delta_{ij} + 2G_0K(F)e_{eij} \quad (1-21)$$

$$d\sigma_{ij} = \left(3K_0\delta_{ij} \frac{\partial I_{1e}}{\partial \varepsilon_{ekl}} + 2G_0e_{eij} \frac{\partial K}{\partial \varepsilon_{ekl}} + 2G_0K \frac{\partial e_{eij}}{\partial \varepsilon_{ekl}} \right) d\varepsilon_{ekl} \quad (1-22)$$

式(1-22)の括弧内が \mathbf{M} に相当する。ここで、

$$I_{1e} = \varepsilon_{eii}/3 \quad (1-23)$$

$$K = \exp \left[-\frac{F}{3.25} \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{F}{0.8} \right) \right\} \right] \quad (1-24)$$

$$F = \frac{\sqrt{2}J_{2e}}{0.23\varepsilon_0 + \sqrt{3}|I_{1e}|} \cdot \frac{1}{5} \left\{ \frac{3\sqrt{3}}{2} \left(\frac{J_{3e}}{J_{2e}} \right)^3 + 6 \right\} \quad (1-25)$$

$$\varepsilon_0 = 1.6(1 + \nu_0) \frac{f'_c}{E_0} \quad (1-26)$$

$$J_{2e} = \sqrt{\frac{1}{2}e_{eij}e_{eij}} \quad (1-27)$$

$$J_{3e} = \sqrt[3]{\frac{1}{3}e_{eij}e_{ejk}e_{eki}} \quad (1-28)$$

$$e_{eij} = \varepsilon_{eij} - I_{1e}\delta_{ij} \quad (1-29)$$

体積成分（式(1-21)右辺第1項）については、破壊は生じないものとされている。一方、せん断成分（同第2項）については、0から1の値を取る破壊パラメータ K によって破壊の進行が考慮される。 f'_c は圧縮強度、 E_0 はヤング係数、 ν_0 はポアソン比、 δ はクロネッカーのデルタである。

次に、 \mathbf{L} の内容を記す。塑性ひずみの体積成分 I_{1p} は、せん断成分 J_{2p} と以下の関係を持つ（ダイランシー）。

$$dI_{1p} = DdJ_{2p} \quad (1-30)$$

ここで、塑性ひずみの体積成分とは次式で表わされる内容を指している。

$$dI_{1p} = \frac{1}{3} d\varepsilon_{pkk} \quad (1-31)$$

係数 D は、以下のように表される。

$$D = \left\{ \frac{-1+2\nu_0}{\sqrt{3}(1+\nu_0)} K^2 + \frac{\sqrt{2}I_{1e} + 0.38\varepsilon_0}{0.28\varepsilon_0} (1-K^2) \right\} \cdot P(X) \quad (1-32)$$

$$P(X) = \begin{cases} 0 & (X \geq 1) \\ -0.5 \sin\left(X \cdot \frac{\pi}{2}\right) + 0.5 & (-1 < X < 1) \\ 1 & (X \leq -1) \end{cases} \quad (1-33)$$

$$X = \frac{I_{1e} \sqrt{3}}{J_{2e}} \quad (1-34)$$

塑性ひずみのせん断成分 J_{2p} は、弾性偏差ひずみ J_{2e} の経験最大値 J_{2emax} の関数で表される。

$$J_{2p} = H(J_{2e}) = \frac{9}{10} \varepsilon_0 \left(\frac{J_{2emax}}{\varepsilon_0} \right)^3 \quad (1-35)$$

塑性ひずみ増分 de_{pij} の方向を規定する、いわゆる流れ則として次式が用いられる。

$$de_{pij} = e_{ij} dg \quad (1-36)$$

このとき、次のように dJ_{2p} と dg が関係づけられる。

$$dJ_{2p} = \frac{e_{ij} de_{pij}}{2J_{2e}} = \frac{e_{ij} e_{ij}}{2J_{2e}} dg = J_{2e} dg \quad (1-37)$$

これと、式(1-38)を考慮すると、式(1-39)が導かれる。

$$dJ_{2e} = \frac{e_{ij} de_{ij}}{2J_{2e}} = \frac{e_{ij} d\varepsilon_{ij}}{2J_{2e}} \quad (1-38)$$

$$\begin{aligned}
d\varepsilon_{pij} &= de_{pij} + \delta_{ij} dI_{1p} \\
&= e_{eij} \frac{dJ_{2p}}{J_{2e}} + \delta_{ij} D dJ_{2p} \\
&= \left\{ \frac{e_{eij}}{J_{2e}} + \delta_{ij} D \right\} \left(\frac{dH}{dJ_{2e}} \right) U_p dJ_{2e} \\
&= \left[\left\{ \frac{e_{eij}}{J_{2e}} + \delta_{ij} D \right\} \left(\frac{dH}{dJ_{2e}} \right) U_p \frac{e_{ekl}}{2J_{2e}} \right] d\varepsilon_{ekl}
\end{aligned} \tag{1-39}$$

ここで、 U_p は、 $dJ_{2e} > 0$ かつ $J_{2e} = J_{2emax}$ のときに1、その他の場合は0とする。式(1-39)最終形の太括弧内が \mathbf{L} に相当する。

ひび割れ発生基準を満たすと、ひび割れたコンクリートの構成則に移行する。ひび割れ発生後の挙動は、たがいに直交する3つの平面要素の平均として記述される⁷⁶⁾。すなわち、最初に発生したひび割れ面の法線方向を軸の一つとする直交座標系を設けたとき、ソリッド要素の応力は次式となる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{x1} \\ d\sigma_{y1} \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \mathbf{D}_{xy} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \tag{1-40}$$

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{y2} \\ d\sigma_{z2} \\ d\tau_{yz} \end{Bmatrix} = \mathbf{D}_{yz} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_y \\ d\varepsilon_z \\ d\gamma_{yz} \end{Bmatrix} \tag{1-41}$$

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_{z3} \\ d\sigma_{x3} \\ d\tau_{zx} \end{Bmatrix} = \mathbf{D}_{zx} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_z \\ d\varepsilon_x \\ d\gamma_{zx} \end{Bmatrix} \tag{1-42}$$

$$\boldsymbol{\sigma}_{cr} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma_{x1}/2 \\ \sigma_{y1}/2 \\ 0 \\ \tau_{xy} \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \sigma_{y2}/2 \\ \sigma_{z2}/2 \\ 0 \\ \tau_{yz} \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \sigma_{x3}/2 \\ 0 \\ \sigma_{z3}/2 \\ 0 \\ 0 \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} \tag{1-43}$$

平面要素の構成は以下のようにになっている。ひび割れを有するコンクリートの挙動については分散ひび割れの考え方が採用され、(i)軟化域を考慮した一軸圧縮構成則、(ii)軟化域を考慮した一軸引張構成則、(iii)李・前川のひび割れ面せん断伝達モデルの3つの構成則が組み合わされる。ひび割れ座標系は2つまで生成され、それぞれのひび割れ座標系で2方向分のひび割れが考慮される。2つのひび割れ座標系が生成された後は、各ステップで、それぞれのひび割れ座標系に対応する応力を算定し、優勢な方を選択する（アクティブクラック）⁷⁷⁾。以下、コンクリートの各方向の構成則について、骨格曲線のみ示す。

(i) 圧縮 (図1-13(a))

$$\frac{\sigma_c}{f'_c} = \frac{K}{K_0} \bar{E}_{c0} \cdot e^{-0.73\bar{\varepsilon}_c \{1 - \exp(-1.25\bar{\varepsilon}_c)\}} \cdot \frac{20}{7} (1 - e^{-0.35\bar{\varepsilon}_c}) \quad (1-44)$$

ここで、 σ_c は圧縮応力、 ε_c は圧縮ひずみ、 $\bar{\varepsilon}_c = \varepsilon_c / \varepsilon_{c0}$ 、 ε_{cp} は圧縮塑性ひずみである。 \bar{E}_{c0} は2である。破壊パラメータ K は、直交する方向の引張ひずみ ε_t の影響を受ける。

$$\frac{K}{K_0}(\varepsilon_t) = \begin{cases} 1.0 & (\varepsilon_t < 0.0012) \\ \frac{0.6-1.0}{0.0044-0.0012}(\varepsilon_t - 0.0012) + 1.0 & (0.0012 < \varepsilon_t \leq 0.0044) \\ 0.6 & (0.0044 \leq \varepsilon_t) \end{cases} \quad (1-45)$$

(ii) 引張 (図1-13(b))

$$\sigma_t = \begin{cases} E_0 \varepsilon_t & \left(\varepsilon_t < \frac{R_f f_t}{E_0} \right) \\ R_f f_t & \left(\frac{R_f f_t}{E_0} \leq \varepsilon_t < \frac{2f_t}{E_0} \right) \\ f_t \left(\frac{2f_t/E_0}{\varepsilon_t} \right)^c & \left(\frac{2f_t}{E_0} \leq \varepsilon_t \right) \end{cases} \quad (1-46)$$

ここで、 σ_t は引張応力、 ε_t は引張ひずみ、 E_0 はコンクリートのヤング係数である。 R_f はひび割れ発生基準に達した時の引張主応力／一軸引張強度比である。パラメータ c は、軟化パラメータと呼ばれており、異形鉄筋を含む要素において 0.4、一辺 0.2m の正方形の無筋要素において 2.0 とされる。特に、無筋要素の場合は、要素寸法に応じて異なる値を用いる必要がある⁷⁸⁾。

(iii) せん断⁷⁹⁾ (図1-13(c))

$$\tau = f_{st} \frac{\beta^2}{1 + \beta^2} \quad (1-47)$$

$$\beta = \frac{\delta}{\omega} \cong \frac{\gamma}{\varepsilon_t} \quad (1-48)$$

$$f_{st} = 3.83 f_c^{1/3} \quad (1-49)$$

ここで、 τ_{st} はせん断伝達応力、 f_{st} はせん断伝達強度、 β_{max} は β の経験最大値、 τ_{max} は式(1-47)で β_{max} に対応するせん断応力、 δ はひび割れ面のズレ、 ω はひび割れ面の開きで

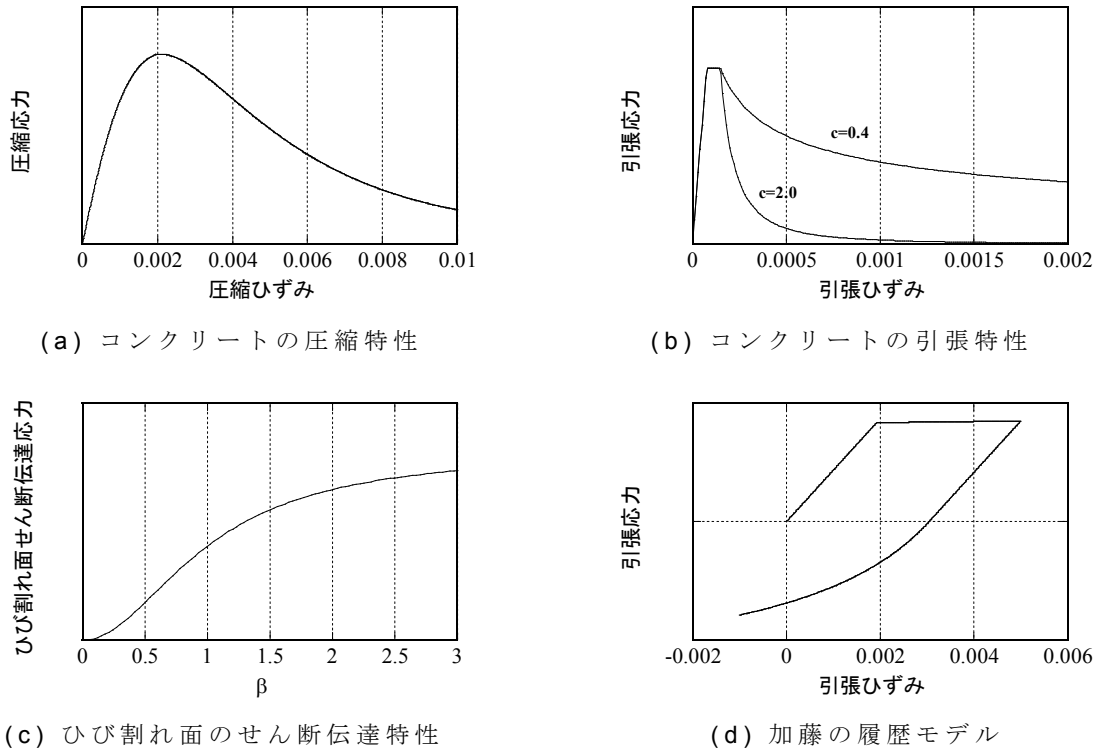


図 1-13 COM3D で用いられている構成則の一部

ある。文献 21)には、鉄筋を含む要素で $\beta=2\delta/\omega$ とする旨の記述がある。

一つのひび割れ座標系について、直交する 2 本のひび割れが発生する。連続体であるコンクリートの部分もせん断変形に或る程度は寄与する。要素のせん断剛性、せん断応力はこれらの点に配慮して算定される。いま、一つのひび割れ座標系の直交する 2 つの軸を p 、 q と置く。二方向のひび割れが双方開いている場合、既知の要素せん断ひずみ γ に対応するコンクリートのせん断ひずみ γ_m と 2 つのひび割れ面のズレによるせん断ひずみ γ_p 、 γ_q を次の 3 元連立方程式を解くことによって求める。

$$G_m \gamma_m = \tau_p(\gamma_p) = \tau_q(\gamma_q) \quad (1-50)$$

$$\gamma = \gamma_m + \gamma_p + \gamma_q \quad (1-51)$$

ここで、 G_m は、コンクリートのせん断剛性、 τ_p 、 τ_q は式(1-47)によるひび割れ面せん断伝達応力である。この過程で要素のせん断応力も得られる。要素の剛性は、 γ_m 、 γ_p 、 γ_q が明らかになった後、次式によって求める。

$$G_e = \frac{1}{1/G_m + 1/G_p + 1/G_q} \quad (1-52)$$

鉄筋の構成則は、コンクリート中の付着による効果を取り入れるために平均応力-平均ひずみの関係として定式化されている。引張側の骨格曲線は、横軸に平均ひずみ、縦軸に

平均応力を取った座標において、原点、 $(f_{yr}/E_s, f_{yr})$ 、 $(12\varepsilon_y, 1.1f_y)$ 、 (ε_{ut}, f_u) の4点を結ぶトリニア型とする。ここで、 f_u は鉄筋単体の引張強度、 ε_{ut} はそれに対応する平均ひずみである。履歴則には、直線の除荷部分と曲線の反転載荷部分から成る加藤モデル⁸⁰⁾を用いる。曲線部は以下のように定式化されている(図1-13(d))。

$$\left(\frac{\sigma_s - \sigma_{ref}}{\sigma_B} - a\right) \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{ref}}{\varepsilon_B} + a - 1\right) - a(1-a) = 0 \quad (1-53)$$

$$a = \frac{E_s}{E_s - E_B} \quad (1-54)$$

$$E_B = -\frac{E_s}{6} \log_{10}(10\varepsilon_{cum}) \quad (1-55)$$

$$\varepsilon_B = \frac{\sigma_B}{E_B} \quad (1-56)$$

ここで、 σ_s は鉄筋の応力、 ε_s は鉄筋のひずみ、 E_s は鉄筋のヤング係数である。 $(\varepsilon_{ref}, \sigma_{ref})$ は曲線の起点であり、骨格曲線から折れたばかりの第一ループでは除荷点に当たる。また、 ε_{cum} は、履歴曲線の進行方向と逆方向の骨格曲線部で累積されたひずみの総和である。

最後に、RC要素の剛性マトリクスおよび応力ベクトルが、コンクリートと鉄筋のそれらの単純和として表される。

$$\mathbf{D}_{RC} = \mathbf{T}_{cr}^T \mathbf{D}_c (\mathbf{W}^{-1} \mathbf{T}_{cr} \mathbf{W}) + \mathbf{T}_s^T \mathbf{D}_s (\mathbf{W}^{-1} \mathbf{T}_s \mathbf{W}) \quad (1-57)$$

$$\boldsymbol{\sigma}_{RC} = \mathbf{T}_{cr}^T \boldsymbol{\sigma}_c + \mathbf{T}_s^T \boldsymbol{\sigma}_s \quad (1-58)$$

ここで、 \mathbf{D} は要素剛性マトリクス、 $\boldsymbol{\sigma}$ は要素応力、 \mathbf{T}_{cr} は座標変換マトリクス(要素座標系 \Rightarrow ひび割れ座標系)、 \mathbf{T}_s は座標変換マトリクス(要素座標系 \Rightarrow 鉄筋座標系)、 \mathbf{W} はひずみ変換マトリクス(工学せん断ひずみ \Rightarrow テンソルせん断ひずみ)である。サフィックスRC、c、sはそれぞれRC、コンクリート、鉄筋を表す。座標変換マトリクスは、変換先の座標系の方向余弦を (l_i, m_i, n_i) $i=1, \dots, 3$ とすると、次式で表わされる。

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} l_1^2 & m_1^2 & n_1^2 & 2l_1m_1 & 2m_1n_1 & 2n_1l_1 \\ l_2^2 & m_2^2 & n_2^2 & 2l_2m_2 & 2m_2n_2 & 2n_2l_2 \\ l_3^2 & m_3^2 & n_3^2 & 2l_3m_3 & 2m_3n_3 & 2n_3l_3 \\ l_1l_2 & m_1m_2 & n_1n_2 & l_1m_2 + l_2m_1 & m_1n_2 + m_2n_1 & n_1l_2 + n_2l_1 \\ l_2l_3 & m_2m_3 & n_2n_3 & l_2m_3 + l_3m_2 & m_2n_3 + m_3n_2 & n_2l_3 + n_3l_2 \\ l_3l_1 & m_3m_1 & n_3n_1 & l_3m_1 + l_1m_3 & m_3n_1 + m_1n_3 & n_3l_1 + n_1l_3 \end{bmatrix} \quad (1-59)$$

地盤の構成則は、体積成分とせん断成分から成る。体積成分は、次式の関係にしたがう。

$$I_1 = 3K_0 I_1' \quad (1-60)$$

ここで、 I_1 は応力の第一不変量、 K_0 は体積弾性係数、 I_1' はひずみの第一不変量である。せん断成分の挙動は、大崎モデルと多降伏曲面モデルの組合せによっている。大崎モデルは、Ramberg-Osgood モデル⁸¹⁾を基本形として、式(1-62)の条件を加えたものである。

$$J_2' = \frac{J_2}{2G_0} \left(1 + A \left| \frac{J_2}{S_u} \right|^B \right) \quad (1-61)$$

$$A = \frac{G_0}{100S_u} - 1 \quad (1-62)$$

ここで、 G_0 は初期せん断剛性、 S_u はせん断強度である。 B は地盤材料種別によるパラメータで、砂地盤で 1.6、粘土地盤で 1.4 とされる。なお、文献 21)において、偏差ひずみ不変量、偏差応力不変量の定義は、以下のようになっている。

$$J_2 = \sqrt{\frac{1}{2} s_{ij} s_{ij}} \quad (1-63)$$

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - I_1 \delta_{ij} \quad (1-64)$$

$$J_2' = \sqrt{\frac{1}{2} e_{ij} e_{ij}} \quad (1-65)$$

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - I_1' \delta_{ij} \quad (1-66)$$

ここで、 s_{ij} は偏差応力テンソル、 J_2 は偏差応力の第二不変量、 σ_{ij} は応力テンソル、 δ_{ij} はクロネッカーデルタ、 e_{ij} は偏差ひずみテンソル、 J_2' は偏差ひずみの第二不変量、 ε_{ij} はひずみテンソルである。

多降伏曲面モデルは、1個の要素の挙動を複数の完全弾塑性体の重ね合わせによって表現するという多次元化の方法である。COM3Dでは、集合体のせん断挙動が大崎モデルにしたがうようなn個のvon Mises型完全弾塑性体に分解される。個々の完全弾塑性体の流れ則は、関連流れ則である。

$$\sigma_{ij} = \sum_{m=1}^n \sigma_{ij}^m \quad (1-67)$$

$$d\sigma_{ij}^m = 2G_0^m de_{ij} + 3K_0^m \delta_{ij} d\varepsilon_{e0} \quad (1-68)$$

ここで、 $d\sigma_{ij}^m$ はm番目の完全弾塑性体の応力増分テンソル、 de_{ij} は弾性偏差ひずみテンソル、 $d\varepsilon_{e0}$ は弾性ひずみテンソルである。 G_0^m 、 K_0^m は、それぞれm番目の完全弾塑性体の初期せん断剛性と体積弾性係数である。 G_0^m およびm番目の完全弾塑性体のせん断強度 F^m は以下の手続きによって算出される。

$$G_1 = \frac{(J_2)_1}{(J'_2)_1} \quad (1-69)$$

$$G_m = \frac{(J_2)_m - (J_2)_{m-1}}{(J'_2)_m - (J'_2)_{m-1}} \quad (1-70)$$

$$G_0^m = G_m - G_{m+1} \quad (1-71)$$

$$G_0^n = G_n \quad (1-72)$$

$$F^m = (J'_2)_m G_0^m \quad (1-73)$$

1.5 論文の構成

本論文は、序論（1章）と、実際に諸々の検討を行う5つの章（2章～6章）、結論（7章）の全7章によって構成している。2章～6章の相互の関係を示したのが図1-14である。2章では1層1連のボックスカルバートを対象として、実験的に頂部鉛直変位の基本的な挙動を調べた後、頂部鉛直変位を参照した耐荷性能評価法を提案する。評価の第二段階、すなわち部材単位の耐荷性能評価を主題としているのが、3、4章である。本研究の対象構造物は面部材で構成されているので、3章では面外方向、4章では面内方向にそれぞれ着目して、それらの損傷時における変位分布から、残留耐力と相関の高い変形指標を見出す。5章では、3、4章の結論を踏まえて、多数の部材から成るやや複雑な三次元構造物の部材単位の損傷評価を行う。最後に、6章において、実際に地盤－構造物連成系を対象として提案法を適用する。

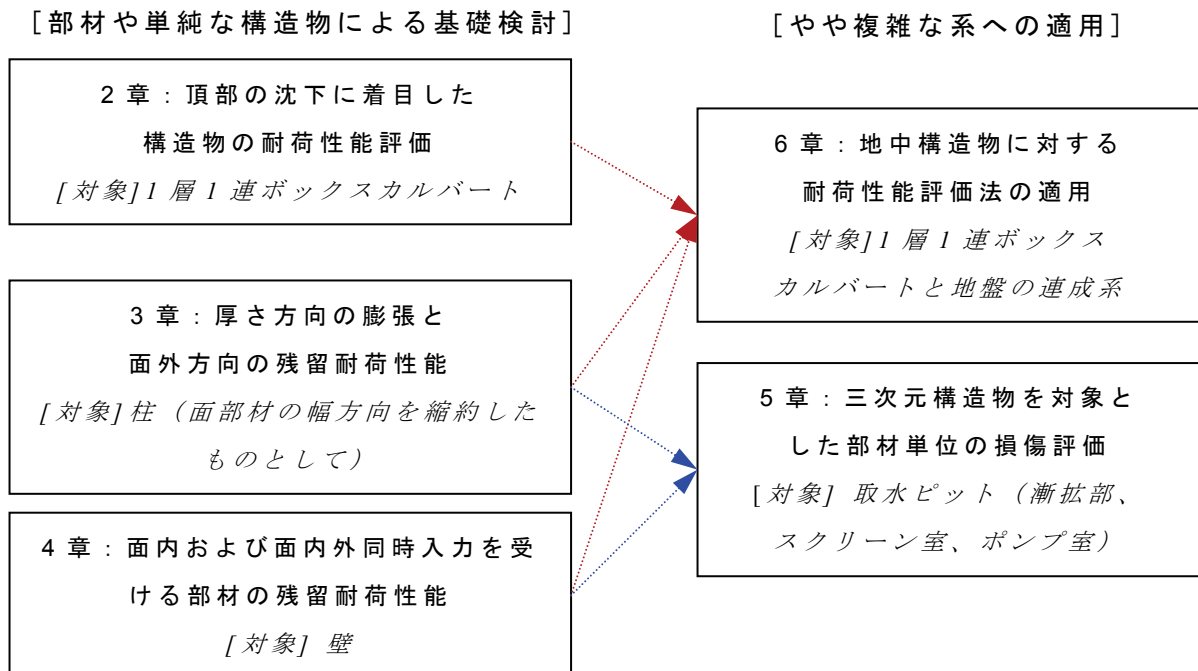


図1-14 各章の位置付け

参考文献

- 1) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告第5巻，1999.8
- 2) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，2005.6
- 3) 香川智哉，相京泰仁，海津信廣：新潟県中越沖地震による柏崎刈羽原子力発電所6・7号放水路の被害と復旧，電力土木，No.347，pp.54-59，2010.
- 4) 倉爪亮，戸畑享大，村上剛史，長谷川勉：CPS-SLAMの研究－大規模構造物の高精度三次元幾何形状レーザ計測システム，日本ロボット学会誌，Vol.25，No.8，pp.1234-1242，2007.11
- 5) 鄭龍振，岩下友美，倉爪亮：CPS-SLAMの研究－計測精度の向上とトンネル出来形計測システムの構築－，日本ロボット学会誌，Vol.30，No.2，pp.180-187，2012.3
- 6) Stull, C., J., and Earls, C., J.: A rapid assessment methodology for bridges damaged by truck strikes, *Steel and Composite Structures*, Vol.9, No.3, pp.223-237, 2009.
- 7) 日本コンクリート工学協会：コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針，2003.
- 8) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン，2012.10
- 9) 大津慎一，佐田達典：三次元形状計測における大量点群データの処理方法，土木情報利用技術論文集，Vol.16，pp.27-36，2007.
- 10) 有賀貴志，矢吹信喜，新井泰：変状データを含む開削トンネルのプロダクトモデルの構築，土木学会論文集 F3，Vol.68，No.1，pp.58-70，2012.
- 11) Kani, G. N. J. : Basic facts concerning shear failure, *Journal of the American Concrete Institute*, No.6, pp.675-692, 1966.6
- 12) 岩崎英徳，丸山久一，吉田武，石橋忠良：多点荷重を受けるRC梁のせん断性状に関する基礎的研究，第7回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.513-516，1985.
- 13) 遠藤達巳，青柳征夫，松村卓郎：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告U91052，1992.3
- 14) 二羽淳一郎，前田詔一，岡村甫：ディープビーム的なRC部材の設計方法に関する提案，第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.357-360，1983.
- 15) 石橋忠良，齋藤啓一，丸山久一：多点荷重を受けるはりのせん断耐力に関する一考察，第7回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.517-520，1985.
- 16) 檜貝勇：等分布荷重を受け，曲げモーメントの反曲点をスパン内に持つRCはりのせん断耐力，土木学会論文集，No.460/V-18，pp.49-56，1993.2
- 17) 齋藤啓一，高橋宏幸，石橋忠良，丸山久一，秋山充良，鈴木基行：多点荷重を受けるRCはりのせん断耐力評価に関する研究，土木学会論文集，No.767/V-64，pp.87-98，2004.8
- 18) Bazant, Z. P., and Bhat, P. D.: Prediction of hysteresis of reinforced concrete members, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol.103, No.ST1, pp.153-167, 1977.1

- 19) Hays, C. O., and Santhanam, T. K.: Inelastic section response by tangent stiffness, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol.105, No.ST7, pp.1241-1259, 1979.7
- 20) 志賀敏男, 柴田明德, 渋谷純一, 飯藤将之: 二軸曲げを受ける鉄筋コンクリート部材のファイバーモデルによる解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.377-378, 1986.8
- 21) Maekawa, K., Pimanmas, A., and Okamura, H.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, 2003.
- 22) 米澤健次, 長沼一洋, 江戸宏彰: 正負繰返し荷重を受けるRC柱の三次元FEM解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.43-48, 2003.
- 23) 内閣府原子力安全委員会: 発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針, 2006.9
- 24) 土木学会: 2012年制定コンクリート標準示方書[設計編], 2013.
- 25) 東日本大震災合同調査報告編集委員会編: 東日本大震災合同調査報告 土木編5 原子力施設の被害とその影響, 2014.9
- 26) 日本電気協会: 原子力発電所耐震設計技術規程JEAC4601-2008, 2009.12
- 27) 日本電気協会: 原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-2008, 2009.7
- 28) 日本電気協会: 原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-1987, 1987.8
- 29) 土木学会原子力土木委員会: 「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書, 第3編 地盤調査・試験法, 1985.8
- 30) Miyagawa, Y., Matsumoto, T., Aoyagi, Y., and Kanaya, K.: Research on streamlining seismic safety evaluation of underground reinforced concrete duct-type structures in nuclear power stations -part-6. verification of ultimate load and ductility capacities of RC ducts, *Proceedings of 16th SMiRT*, CD-ROM, #1307, 2001.
- 31) 末広俊夫, 大友敬三, 松本恭明, 河井正, 岡市明大: RC地中構造物の変形性能に関する実験的研究(その2)小型振動台実験に基づくRC試験体の変形に関する考察, 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(B), pp.850-851, 1999.9
- 32) 大友敬三, 末広俊夫, 河井正, 金谷賢生: 強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究, 土木学会論文集, No.724/I-62, pp.157-175, 2003.1
- 33) 松井淳, 大友敬三, 河井正, 松本恭明: 地盤-構造物連成系の大型振動実験の動的非線形有限要素解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.1339-1344, 2000.6
- 34) 松尾豊史, 金津努, 大友敬三, 松本恭明: RCボックスカルバートの大型せん断土槽振動実験シミュレーション, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.55-60, 2000.6
- 35) 河合正, 金谷守, 大友敬三, 松井淳, 松尾豊史: 鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査法の高度化(その2) -密な乾燥砂地盤・構造物連成系解析における地盤非線形モデルの適用性評価-, 電力中央研究所研究報告U02018, 2003.1
- 36) 曹昌根, 堀田久人, 安藤秀樹: 高軸力下で曲げ破壊する鉄筋コンクリート柱の軸力保

- 持安定限界に関する研究（その1 一定軸力下曲げせん断試験），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.45-46，1997.9
- 37) 安藤秀樹，堀田久人：高軸力下で曲げ破壊する鉄筋コンクリート柱の軸力保持安定限界に関する研究（その2 曲げ変形を追跡し得るコンクリートの構成曲線の検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.47-48，1997.9
- 38) 長屋圭一，堀田久人，黒坂淳：曲げ圧縮破壊する鉄筋コンクリート柱の安定限界点に関する研究（その1 一定軸力下曲げせん断実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.803-804，1999.9
- 39) 黒坂淳，堀田久人：曲げ圧縮破壊する鉄筋コンクリート柱の安定限界点に関する研究（その2 一断面解析による軸方向変形の追跡），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.805-806，1999.9
- 40) 佐藤孝典，鈴木計夫：軸変形に基づく地震時における柱の「水平変形限界点」の提案，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13，No.2，pp.363-368，1991.
- 41) 倉本洋，申範昊，壁谷澤寿海：3軸変動力を受ける高強度RC柱の靱性に及ぼす軸方向変形の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.357-362，1992.
- 42) 山中憲行，芳村学：低軸力下での曲げせん断型及びせん断破壊型RC柱の崩壊に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.325-330，2000.
- 43) 竜泰之，中村孝也，芳村学：鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23，No.3，pp.217-222，2001.
- 44) 中村孝也，芳村学，大和征良：せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持限界に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第561号，pp.193-199，2002.11
- 45) 高稲宜和，中村孝也，芳村学：鉄筋コンクリート柱の崩壊変形に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第573号，pp.153-160，2003.11
- 46) 土肥うらら，高稲宜和，芳村学：長方形断面を有するRC柱の崩壊に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.351-352，2004.8
- 47) 高稲宜和，芳村学，石神誠一：曲げ降伏後せん断破壊する鉄筋コンクリート柱の崩壊に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第583号，pp.91-98，2004.9
- 48) 芳村学，高稲宜和：崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化，日本建築学会構造系論文集，第587号，pp.163-171，2005.1
- 49) 芳村学，高稲宜和：破壊曲面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の鉛直変形評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第592号，pp.167-175，2005.6
- 50) 高稲宜和，芳村学：破壊曲面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の定量的損傷評価，日本建築学会構造系論文集，第618号，pp.191-197，2007.8
- 51) 加藤大介，李柱振，菅勝博，中村友紀子：異なる配筋詳細を有するRC造柱のせん断破壊後の軸力負担能力の評価実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.199-204，2004.
- 52) 李柱振，加藤大介，菅勝博，中村友紀子：せん断破壊するRC造柱の軸力負担能力に及ぼす載荷方法の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.217-222，

2005.

- 53) 加藤大介, 李柱振, 中村友紀子, 本多良政: 配筋詳細に着目したRC造せん断破壊柱の軸力保持性能に関する実験, 日本建築学会構造系論文集, 第610号, pp.153-159, 2006.12
- 54) 加藤大介, 李柱振, 中村友紀子, 本多良政: 配筋詳細に着目したRC造せん断破壊柱の軸力保持性能の評価法に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, 第616号, pp.173-178, 2007.6
- 55) 加藤大介, 李柱振, 中村友紀子, 本多良政: RC造柱の残存軸耐力に関する実験と考察, 日本建築学会構造系論文集, 第619号, pp.127-132, 2007.9
- 56) Sasani, M., Bazan, M., and Sagioglu, S.: Experimental and analytical progressive collapse evaluation of actual reinforced concrete structures, *ACI Structural Journal*, Vol.104, No.6, pp.731-739, 2007.11-12
- 57) Sasani, M., and Sagioglu, S.: Gravity load redistribution and progressive collapse resistance of 20-story reinforced concrete structure following loss of interior column, *ACI Structural Journal*, Vol.107, No.6, pp.636-644, 2010.11-12
- 58) Yi, W. J., He, Q. F., Xiao, Y., and Kunnath, S. K.: Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures, *ACI Structural Journal*, Vol.105, No.4, pp.433-439, 2008.7-8
- 59) Ghannoum, W. M., and Moehle, J. P.: Shake-table test of a column frame sustaining column axial failures, *ACI Structural Journal*, Vol.109, No.3, pp.393-402, 2012.5-6
- 60) Elwood, K. J., and Moehle, J. P.: Axial capacity for shear-damaged columns, *ACI Structural Journal*, Vol.102, No.4, pp.578-587, 2005.7-8
- 61) 文野正裕, 永山憲二, 前田匡樹, 田才晃: RC柱の損傷状態に基づく残余耐震性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.259-264, 2001.
- 62) 半田士昌, 中村陽介, 香取慶一, 林静雄: RC柱の損傷過程におけるせん断ひび割れ挙動評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.217-222, 2004.
- 63) 斉藤成彦, 牧剛史, 土屋智史, 渡邊忠朋: 非線形有限要素解析によるRCはり部材の損傷評価, 土木学会論文集E2(材料・コンクリート構造), Vol.67, No.2, pp.166-180, 2011.
- 64) 渡辺篤史, 田才晃: 柱のせん断劣化過程における残存軸耐力と損傷修復性, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.337-342, 2000.
- 65) Ousalem, H., Kabeyasawa, T., Tasai, A., and Ohsugi, Y: Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete columns under constant and variable axial loadings, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.229-234, 2002.
- 66) Ousalem, H., Kabeyasawa, T., Tasai, A., and Iwamoto, J.: Effect of hysteretic reversals on lateral and axial capacities of reinforced

- concrete columns, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.367-372, 2003.
- 67) 中村晋, 梅原俊夫, 青木一三三, 柳瀬高人: 神戸高速鉄道・大開駅の既設および復旧柱の耐力および変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.197-202, 1996.
- 68) Brown, R. H., and Jirsa, J. O.: Reinforced concrete beams under load reversals, *ACI journal*, Vol.68, No.5, pp.380-390, 1971.5
- 69) Wight, J. K., and Sozen, M. A.: Strength decay of RC columns under shear reversals, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol.101, No.ST5, pp.1053-1065, 1975.5.
- 70) 東洋一, 大久保全陸, 大塚宗嗣: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 (その23 LEシリーズ: 荷重履歴を変えた実験(I)-(A)実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1113-1114, 1975.10
- 71) 東洋一, 大久保全陸, 大塚宗嗣: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 (その24 LEシリーズ: 荷重履歴を変えた実験(I)-(B)考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1115-1116, 1975.10
- 72) 太田実: 繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第292号, pp.65-74, 1979.12
- 73) 三島徹也, 原夏生, 前川宏一: 交番載荷によるRCひび割れ面でのせん断剛性低下のメカニズム, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.191-200, 1992.2
- 74) 大江亮二, 吉川弘道: 繰返し大変形を受ける鉄筋コンクリート単柱のせん断強度劣化の評価に関する研究, 土木学会論文集, No.711/V-56, pp.59-71, 2002.12
- 75) 前川宏一, 長谷川俊昭: コンクリート構成則の研究動向と課題, コンクリート工学, Vol.32, No.5, pp.13-22, 1994.5
- 76) Hauke, B.: Three-dimensional modelling and analysis of reinforced concrete and concrete composites, 東京大学博士論文, 1998.
- 77) 福浦尚之, 前川宏一: 非直交する独立4方向ひび割れ群を有する平面RC要素の空間平均化構成則, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.177-195, 1999.11
- 78) An, X., Maekawa, K., and Okamura, H.: Numerical simulation of size effect in shear strength of RC beams, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, JSCE, No.564/V-35, pp.297-316, 1997.5
- 79) 李宝禄, 前川宏一, 岡村甫: 鉄筋コンクリートひび割れ面におけるせん断伝達特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.293-298, 1990.
- 80) 加藤勉, 秋山宏, 山内泰之: 鋼材の応力-ひずみ履歴曲線に関する実験則, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.937-938, 1973.10
- 81) Ramberg, W., and Osgood, W. R.: Description of stress-strain curves by three parameters, *National Advisory Committee For Aeronautics Technical Note*, No. 902, 1943.

2章 水平荷重を受けるボックスカルバートの 損傷進行に伴う鉛直変位の挙動 — 頂部の沈下に着目した構造物の残留耐荷性能評価 —

2.1 はじめに

過去多くの載荷実験において、水平変位—鉛直変位関係は基本情報の一つとして示されてきたが、特に軸力比とせん断補強筋比が小さい部材または構造物について、それを体系的に整理した例は見当たらない。そこで、本章では、上記の特徴を有する 1 層 1 連の単純なボックスカルバートに、一定の鉛直荷重と地震荷重を想定した水平荷重を与える 2 つのシリーズの静的載荷実験を行い、その鉛直変位の挙動を調べる。1 つ目の実験では、鉄筋比と水平荷重の繰返しの有無を実験パラメータとして、1/2～1/4 スケールの模型 10 体を載荷する。このシリーズでは、主としてまだ鉛直荷重を支持している段階に着目する。2 つ目の実験は、上述の 10 体が全て実験終了時点まで鉛直荷重を支持し続けたことを受けて、水平耐力をほぼ喪失して以降、さらに載荷を継続して崩壊に至るまでの現象を捉えるために追加したケース群である。ただし、こちらは実験装置の制約から、模型が 1/5～1/10 スケールになっている。これらの載荷実験の結果を踏まえて、頂部の沈下に着目した耐荷性能評価法を提案する。本研究は、軸力比（軸応力／コンクリート圧縮強度比）が 0.1 以下の低軸力部材から成る構造物を対象としているため、上記 2 シリーズの載荷実験においても軸力比を小さく設定している。2 シリーズの載荷実験に先立って、軸力比 0.1 以下の部材とそれ以上の部材との大局的な鉛直変位挙動の違いを、解析的検討を通じて確認することから着手する。

2.2 軸力比と鉛直変位挙動の関係に関する解析的予備検討

この予備検討は、断面解析と有限要素解析の2種類のアプローチによって行う。断面解析は構成モデルが比較的単純なため解析が安定的に進行し、収束計算に伴う誤差が入り込みにくい。一方、有限要素解析は、せん断による非線形特性が考慮されるため、より合理的な挙動を得ることができる。

(1) 断面解析による予備検討

断面内の個々のコンクリートファイバーおよび鉄筋に、1軸の構成則を与え、定軸力下で曲率を漸増させる逐次形式の断面解析を行う。そして、与えた曲率と軸方向のひずみとの対応関係を整理する。曲率—軸方向ひずみ関係は、本研究で焦点を当てている水平変位

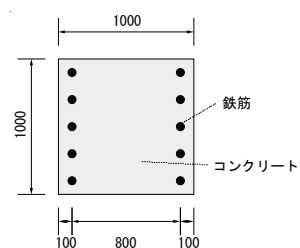


図 2-1 予備検討断面

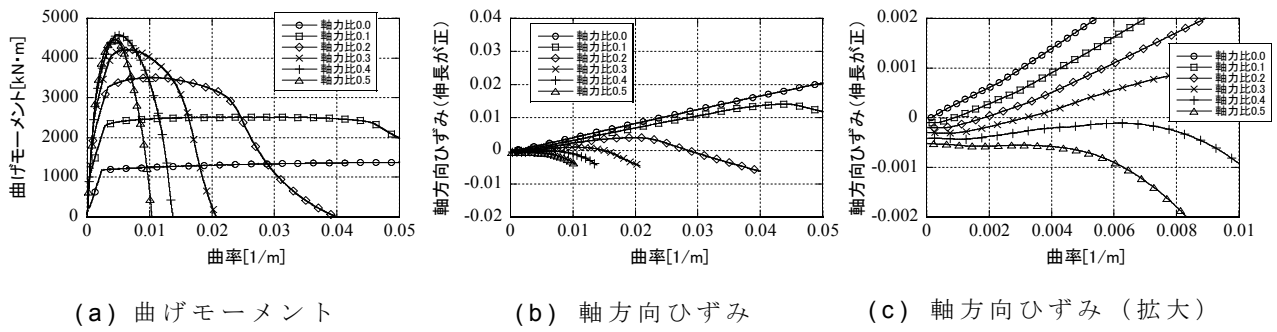


図 2-2 断面解析によるパラメータスタディ

鉛直変位関係とは次元が異なるため、間接的な検討になるが、曲げに関する損傷の発生時点を抽出しやすいという利点がある。ここでは、軸力比と引張鉄筋比を検討パラメータとした。

図 2-1 に示すように、断面形状は 1m × 1m の矩形とし、心かぶり 0.1m の位置に引張鉄筋と圧縮鉄筋を等量配した。有効部材厚は 0.9m となる。コンクリート圧縮強度を 30N/mm² とし、引張強度は、コンクリート標準示方書¹⁾等に記された圧縮強度に基づく次の評価式を適用して 2.22N/mm² とした。

$$f_t = 0.23f_c'^{2/3} \quad (2-1)$$

ここで、 f_c' はコンクリートの圧縮強度、 f_t はコンクリートの引張強度である。鉄筋の降伏強度は 350N/mm² とした。軸力比は、0.0、0.1、0.2、0.3、0.4、0.5 の 6 段階とした。引張鉄筋比は、0.2%、0.5%、1.0% の 3 通りで試行したが、結果の大勢に違いが認められなかったため、ここでは 0.5% の結果のみ記す。

コンクリートファイバーには、引張強度に達すると応力がゼロになる引張側構成則と、強度発現以降の軟化を考慮できる圧縮側構成則を組み合わせたものを適用した。鉄筋にはバイリニア型の応力-ひずみ関係を与えた。曲率が 0.05[1/m] に達するか、曲げモーメントがゼロに低下するまで曲率を単調増加させた。

6通りの軸力比に対する結果をまとめたのが図 2-2 である。(a)図は曲率-曲げモーメント関係を、(b)図と(c)図は曲率-軸方向ひずみ関係をそれぞれ示している。(c)図は、(b)図の曲率の小さい領域を拡大したものである。等価塑性ヒンジ長(回転角[rad]の曲率に対する比)は一般に部材厚の 0.5~1.5 倍と言われている。対象断面の有効部材厚は 0.9m なので、それを曲率に乗じればおよそ回転角に変換してグラフを読むことができる。よって、(a)図、(b)図は回転角 5% 程度、(c)図は回転角 1% 程度の領域を表示している。

表 2-1 損傷イベント発生時の曲率一覧

損傷イベント	曲率[1/m]					
	軸力比0.0	軸力比0.1	軸力比0.2	軸力比0.3	軸力比0.4	軸力比0.5
曲げひび割れ	0.00016	0.00036	0.00058	0.00080	0.00104	0.00130
引張鉄筋降伏	0.00238	0.00288	0.00336	0.00388	0.00464	
圧縮縁応力が強度の2/3	0.00632	0.00230	0.00142	0.00098	0.00074	0.00052
圧縮縁ひずみ0.0035	0.04040	0.02310	0.01336	0.00898	0.00676	0.00548
圧縮縁ひずみ0.01	0.09702	0.04670	0.02480	0.01710	0.01316	
圧縮鉄筋降伏		0.03500	0.00992	0.00514	0.00360	0.00280

る。また、幾つかの曲げ損傷イベントが発生した時点の曲率を一覧にして表2-1に示した。軸力比0.5は、釣合レベル（引張鉄筋の降伏が圧縮縁の圧壊より先行する限界）を超えている。

図2-2(b)を見ると、全般的傾向として、曲率の増大とともに軸方向ひずみが漸増（伸長）し、或る程度進んだところで漸減（沈下）に転じていることが分かる。その転向点に対応する曲率は、軸力比が小さいほど大きい。表2-1中に転向点に厳密に対応する損傷イベントはないが、「圧縮ひずみ0.01」が最も近いようである。火力・原子力発電所の地中構造物の多くは軸力比が0.1に満たず、その程度の軸力ならば、途中でせん断破壊しないかぎり、かなり大変形域に至るまで単調に伸び上がると見てよいようである。

表2-1と曲率0.01[1/m]の領域を拡大した図2-2(c)を合わせて見ると、右上がりの勾配は、曲げひび割れの発生とともに始まっていることが分かる。また、軸力比0.5のケースは右上がりの領域を有していない。

(2) 材料非線形解析による予備検討

次に、同様の検討を、材料非線形性を考慮した有限要素解析を用いて行った。有限要素解析では、要素長の影響という形で寸法の問題は残るものの、変位の次元の出力を得ることができる。解析プログラムとして、COM3D-2011²⁾を用いた。

a) 解析条件

せん断補強筋を持たないボックスカルバートの鉛直部材の諸元では、高軸力比の下であまりに容易に破壊に至ってしまう可能性があるため、岡西ら³⁾の試験体を参照した図2-3の断面、形状を有するRC柱を対象に選んだ。同図には、解析モデルも示した。0.2m×0.2mの断面を有する0.6mの試験区間およびその上下スタブ内への延長部分については、鉄筋コンクリート要素、もしくは無筋コンクリート要素で分割した。それを取り囲むスタブの要素は弾性要素とした。節点数は3043、要素数は2248である。

鉄筋とコンクリートの材料特性は、文献の記述にしたがって表2-2のように設定した。スタブの弾性要素には、試験区間のコンクリートと同じヤング係数とポアソン比を与えた。

境界条件は以下のように設定した。まず、下スタブ底面の、載荷方向と直交する水平方向および鉛直方向の自由度を拘束した。このとき、下スタブは載荷方向にのみ動くことができる。次に、上スタブ側面の水平方向の自由度を拘束し、こちらは鉛直方向にのみ動くようにした。その後、上スタブ頂面から所定の軸力を与え、下スタブに強制的に水平変

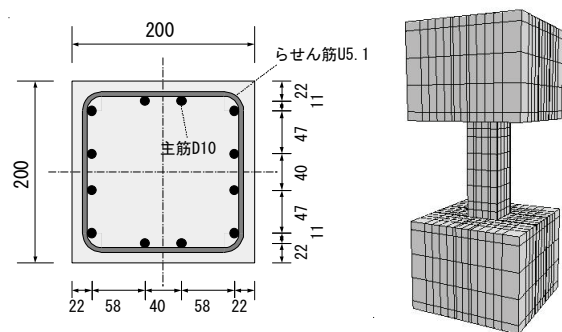


図 2-3 FEM による検討対象

表 2-2 材料特性一覧

	圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]
	32.63	2.41	27048
	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]
D10(主筋)	356	504	191100
U5.1(せん断補強筋)	1392	1467	191100

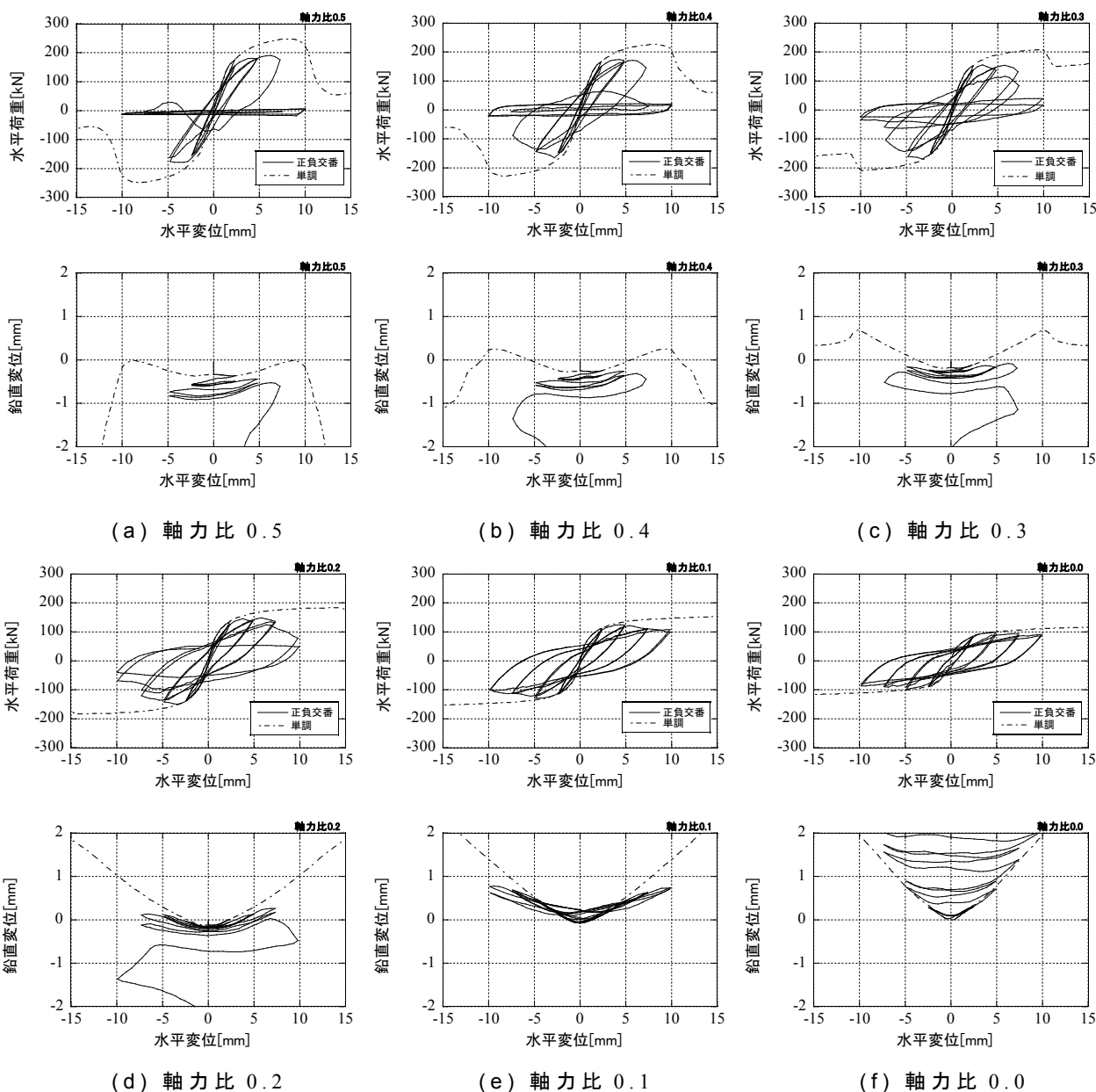


図 2-4 FEM による数値実験の結果（各上段：水平変位－水平荷重関係、
下段：水平変位－鉛直変位関係）

位を与えた。以上の方法によれば、軸力を一定に保ちつつ水平載荷を行うことができる。

水平方向の強制変位は、 $\pm 2.5\text{mm}$ （内法 0.6m で除した変形角にして 0.42% ）、 $\pm 5.0\text{mm}$ （ 0.83% ）、 $\pm 7.5\text{mm}$ （ 1.25% ）、 $\pm 10\text{mm}$ （ 1.67% ）を折返し点としてそれぞれ2周ずつ繰り返し与えた。比較対象として、単調に水平変位を増大させる解析も併せて実施した。

b) 結果

各ケースの水平変位－水平荷重関係、および水平変位－鉛直変位関係を図 2-4 に示す。軸力比が大きいほど水平耐力が大きい反面、変形性能に劣るといった性質は、一般的な知見と整合している。 $\pm 10\text{mm}$ の入力に対してもなお水平耐力を維持しているのは、軸力比 0.0 、 0.1 のケースである。

鉛直変位に目を向けると、軸力比0.4、0.5のケースでは、ほぼ初期段階から水平変位の増大とともに沈下する傾向にあり、材端におけるコンクリート圧縮縁の損傷が進行している様子がうかがわれる。一方、軸力比0.0、0.1のケースでは、水平変位の増大とともに伸長傾向を示している。軸力比0.2、0.3のケースはその中間的様相を呈している。

軸力比0.2~0.5のケースでは、水平変位+5mm強で現れている鉛直変位の極大点が、正方向の水平耐力低下開始点と良く対応している。一方、最終段階まで水平耐力を維持している軸力比0.0、0.1のケースでは極大点が認められない。極大点の有無は、曹ら⁴⁾が述べているとおり、一定の鉛直荷重下で水平荷重を与えた場合の水平耐力維持の判定基準となっている。

以上のように、軸力比0.1以下の部材は、健全な状態にあつては、繰返しの水平変位を与えた時に伸長傾向を呈する点で特徴づけられる。このことを踏まえて、今度は、軸力比0.1以下でせん断補強筋を持たないボックスカルバートの鉛直変位挙動を実験的に捉える。

2.3 実験1－鉄筋比の異なるボックスカルバートの静的載荷実験－

(1) 計画

a) 概要

鉄筋コンクリート製の1層1連ボックスカルバートに、上方と側方から静止土圧を模擬した初期荷重を与えた後、頂部に単調もしくは正負交番の繰返し水平荷重を与える。

b) 試験体

試験体の形状と配筋の例(ケース M01、R01)を図2-5に示す。左右の側壁の厚さは0.25mである。実際のボックスカルバートの壁厚が0.5~1m程度と考えると、1/2~1/4程度のスケールである。せん断ひび割れが隅角部内部まで進行する可能性を考慮して、底板下面より下に試験体固定用の張出しを設けた。壁主筋は、上下端の鋼製プレートに溶接して定着した。試験体は表2-3に示す全10体を作成した。主な実験パラメータは、引張鉄筋比、せん断補強筋比と、単調/正負交番の区別である。これらに加えて、ハンチを持

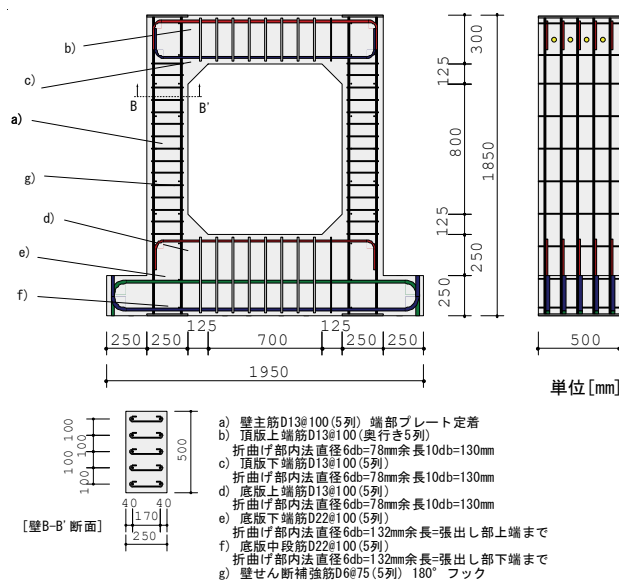


図 2-5 試験体の寸法と配筋

表 2-3 試験体一覧

試験体名	単調／交番繰返し	コンクリート		主筋		せん断補強筋		ハンチ	側圧
		圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	引張鉄筋比 [%]	径 [mm]	せん断補強筋比 [%]	径 [mm]		
M01	単	31.9	2.23	0.60	D13	0.42	D6	有	55kN×4
M02	単	31.3	2.63	0.60	D13	0.00		有	55kN×4※
M03	単	32.3	2.66	1.84	D22	0.00		有	55kN×4※
R01	交	31.7	2.24	0.60	D13	0.42	D6	有	55kN×4
R02	交	31.6	2.26	0.27	D10	0.00		有	55kN×4
R03	交	31.7	2.64	0.60	D13	0.00		有	55kN×4※
R04	交	32.4	2.30	0.95	D16	0.00		有	55kN×4
R05	交	32.7	2.52	1.84	D22	0.00		有	55kN×4
R06	交	31.5	2.28	0.60	D13	0.00		無	55kN×4
R07	交	32.5	2.40	0.60	D13	0.00		有	0

※はスプリングを繋いでいないケース

表 2-4 鉄筋の特性

鉄筋種類	公称断面積 [mm ²]	弾性係数 [N/mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	破断時強度 [N/mm ²]	伸び [%]
D22 (SD490)	387.1	198849	544	702	570	18
D16 (SD345)	198.6	195661	390	567	460	25
D13 (SD345)	126.7	181086	367	623	506	18
D10 (SD345)	71.33	203661	379	570	428	25
D6 (SD345)	31.67	189268	371	546	360	22

表 2-5 既往の耐力式による部材性能の評価

試験体名	曲げモーメント耐力 M_u [kN・m]	せん断耐力 (一部材) [kN]			$(V_{c0}\beta_n\beta_a+V_s)/(\mu_u/a)$ ※
		V_{c0}	V_s	$\beta_n\beta_aV_{c0}+V_s$	
M01	70.2	83.1	143.0	313.3	1.79
M02	70.2	82.6	0.0	169.2	0.97
M03	234.3	121.1	0.0	194.9	0.33
R01	70.2	83.0	143.0	313.0	1.79
R02	45.4	63.5	0.0	171.3	1.52
R03	70.2	83.0	0.0	169.9	0.97
R04	101.2	97.1	0.0	177.0	0.70
R05	234.4	121.6	0.0	195.8	0.34
R06	70.2	82.8	0.0	169.6	0.97
R07	70.3	83.7	0.0	171.3	0.98

※逆対称曲げ部材と見た場合 ($a=0.4$ [m], $\beta_a=1.49$)

たないケース R06 と、側方荷重を与えないケース R07 を設けた。

c) 材料

鉄筋は、曲げ耐力を上げてせん断裕度を下げることがを意図した M03 と R05 試験体で SD490、その他では SD345 を使用した。使用した各鉄筋の特性を表 2-4 に示す。

d) 耐力予測

表 2-5 に耐力の予測値を示す。曲げモーメント耐力は建築学会の慣用式⁵⁾により算定した。

$$M_u = 0.8D \cdot f_y p_v b d + 0.5\sigma_0 b D^2 \left(1 - \frac{\sigma_0}{f'_c} \right) \quad (2-2)$$

ここで、 M_u が曲げモーメント耐力、 b は部材幅、 D は部材厚、 d は有効部材厚、 p_v は引張鉄筋比、 f_y は引張鉄筋の降伏強度、 f'_c はコンクリートの圧縮強度、 σ_0 は軸圧縮応力度

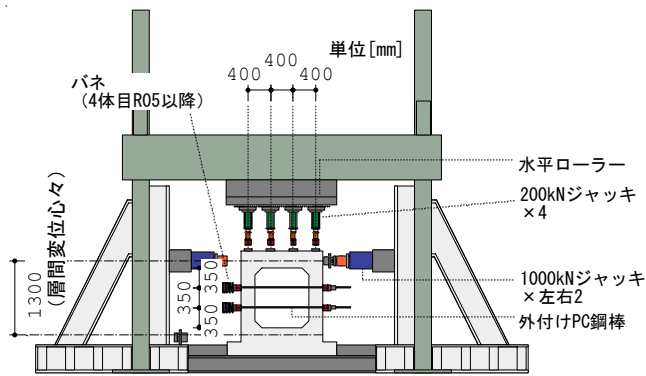


図 2-6 実験装置

である。また、せん断耐力は、コンクリート寄与分とせん断補強筋の寄与分の和により算出した^{1)、6)、7)}。

$$V = V_c + V_s = \beta_n \beta_a V_{c0} + V_s \quad (2-3)$$

$$V_{c0} = 0.2 f_c'^{1/3} (100 p_v)^{1/3} \left(\frac{1}{d} \right)^{1/4} b d \quad (2-4)$$

$$\beta_n = 1 + \frac{2M_0}{M_u} \quad (2-5)$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad (2-6)$$

$$V_s = p_w f_{wy} b \frac{d}{1.15} \quad (2-7)$$

ここで、 M_0 はデコンプレッションモーメント、 p_w はせん断補強筋比、 f_{wy} はせん断補強筋の降伏強度である。表の最右欄は、鉛直部材のハンチを抜いた長さ 0.8m の半分にあたる 0.4m をせん断スパン a としてせん断耐力を評価した場合のせん断裕度を表している。本試験体の側壁のように、分布荷重を受ける部材のせん断耐力は V_c と V_s の和よりも大きいことが知られているので^{8)、9)}、表中の値はあくまで参考値であるが、せん断補強筋を有する M01、R01 と、引張鉄筋比が小さい R02 を除いてせん断裕度が 1 を下回っている。

e) 載荷装置

載荷装置を図 2-6 に示す。試験体は、下面にペーストキャッピングを施した後、PC 鋼棒で下部鋼製治具と緊結した。上部には、水平ローラーを介して鉛直荷重を与えるための 200kN ジャッキ 4 個を設置した。4 個のジャッキは 1 つの油圧系統に接続し、常に同じ荷重を与えることができたようにした。頂版高さの両側方に、水平載荷用の 1000kN ジャッキを 1 個ずつ取り付けた。側壁の初期荷重は、高さ方向 2 本×奥行き方向 2 本、計 4 本の PC 鋼棒（弾性係数は $2.11 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ）を締め付けることによって与えた。

f) 計測

水平変位の計測点は、底部 1 点、それぞれの側壁について高さの異なる 4 点、頂部中央 1 点の計 10 点である。鉛直変位は、頂版と底版それぞれ 3 点ずつで計測した。試験体

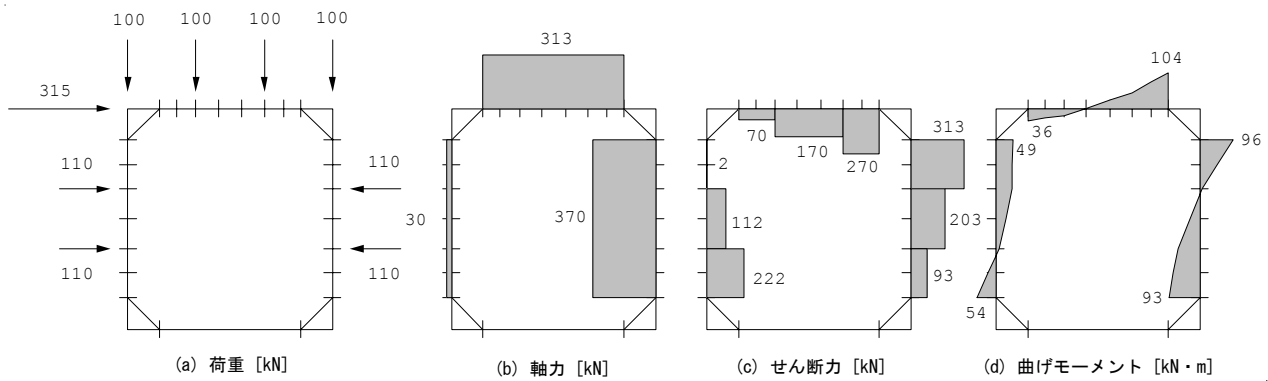


図 2-7 部材非線形解析による断面力算定 (M01 の例)

にねじれがないことを確認するため、頂部 2 点で奥行き方向の水平変位も計測した。両側壁および頂版の主筋について、ハンチと部材主要部の境界位置にひずみゲージを貼付した。せん断補強筋を有する 2 体については、両側壁のせん断補強筋のひずみを各 5 点計測した。

g) 加力計画

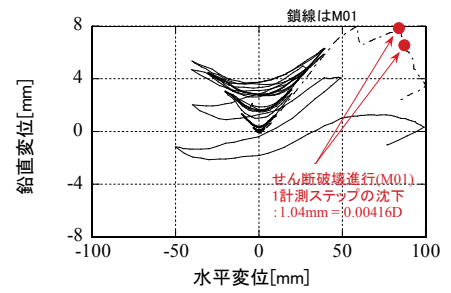
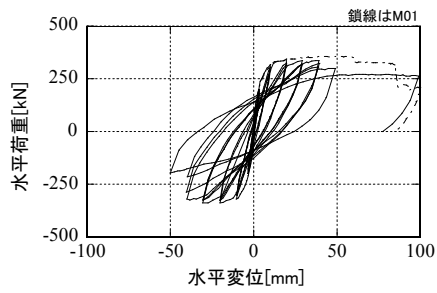
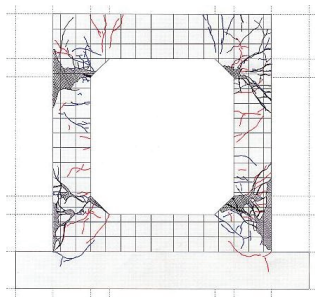
上載荷重は、全試験体共通してジャッキ 1 本につき 100kN、計 400kN を与えた。これは、側壁の軸力比（軸応力／コンクリート圧縮強度比）にして 0.049～0.051、土の質量を 1.6t/m^3 と仮定すると土かぶり 35m に相当する。ボックスカルバートの土かぶりとしてはかなり大きな値である。側方荷重は PC 鋼棒 1 本当たり 55kN、合計 220kN を目標に導入した。ただし、初期に締付け力を与えるという今回の方法では側方荷重を一定に保つことが難しく、試験過程で拘束力が增大することが判明したため、最初の 3 体 (M02、R03、M03) の試験後、バネを PC 鋼棒と直列に繋ぐことによってその増大を抑制した。側方の拘束が大きいほど構造物としての水平耐力は増大すると考えると、上記 3 体の最大耐力の実験値はやや大きめになっている可能性がある。

繰返し載荷を行う R シリーズ (R01～R07) について、折返し点は、いずれかの鉄筋ひずみゲージが降伏するまで 100kN 間隔、それ以降については水平変位 10mm 間隔で増大させることを基本とした。折返し点毎に 3 サイクルの繰返し載荷を行った。参考として、図 2-7 に断面力分布の例を示す。同図は、部材非線形モデル（トリリニア型曲げモーメント-曲率関係）を用いて M01 試験体のプッシュオーバー解析を行ったときの、最大耐力時点の断面力分布を表わしている。

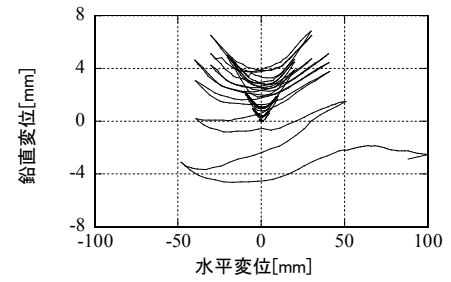
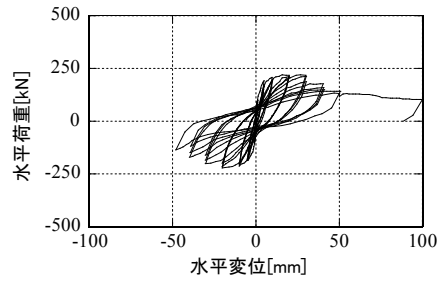
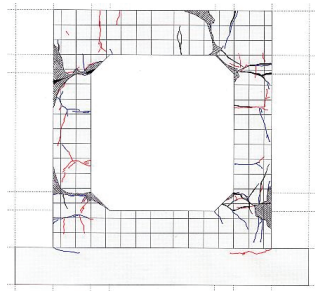
(2) 結果

a) 損傷の経過および水平方向の挙動

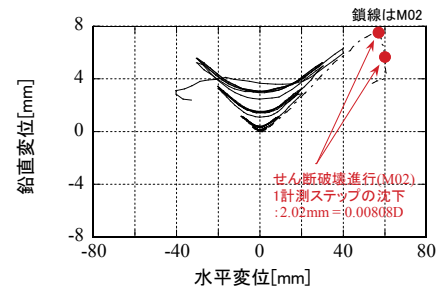
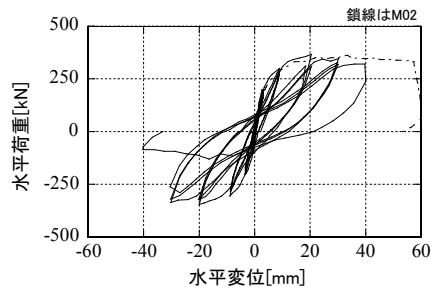
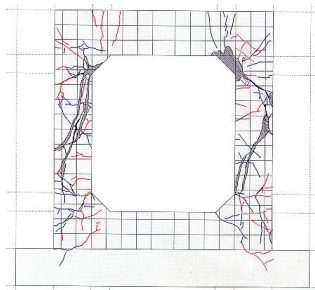
鉛直変位の分析に先立って、損傷の経過と水平方向の挙動を概観する。図 2-8 に各試験体の試験終了時のひび割れ状況と、水平荷重-水平変位関係、水平変位-鉛直変位関係を、また、表 2-6 に水平荷重-水平変位関係上から抽出した特性点の一覧を示した。鉛直変位は頂部 3 点の平均値であり、以降の記述においても、特に断らない場合はこの定義による。表中の特性点の定義は以下のとおりである。主筋の降伏は、位置によって異なる時点で発生するので、最初の 1 計測点が降伏した時点を初降伏と呼び、両側壁の曲げ引張領域にある 4 箇所が降伏した時点を全降伏と呼ぶことにした。単調載荷試験体については



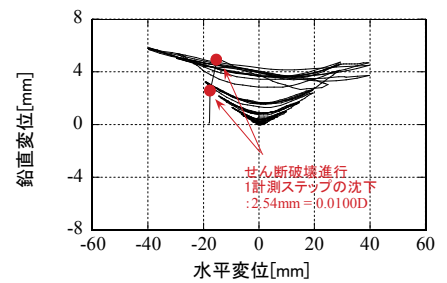
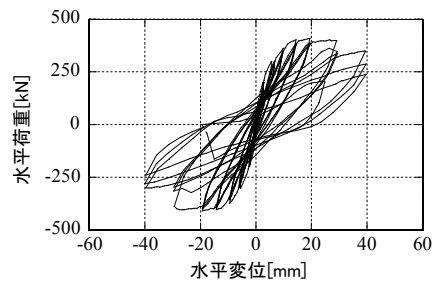
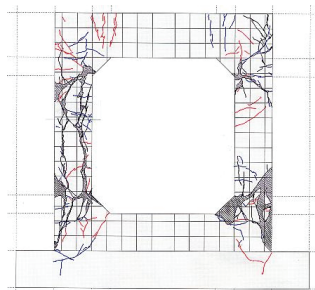
(a) R01



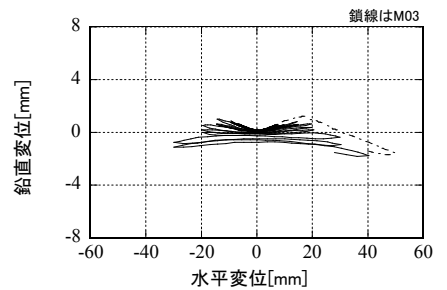
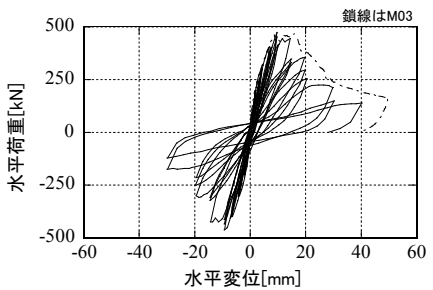
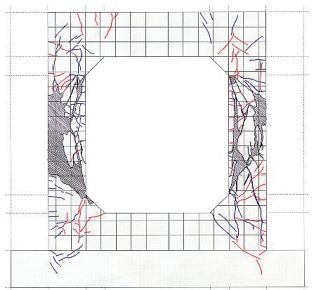
(b) R02



(c) R03

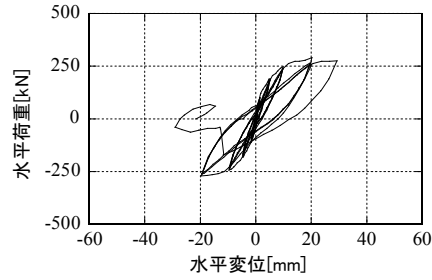
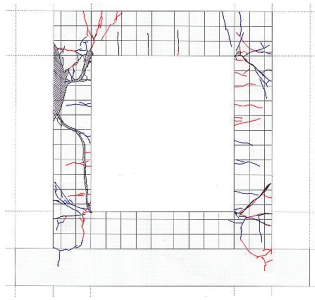


(d) R04

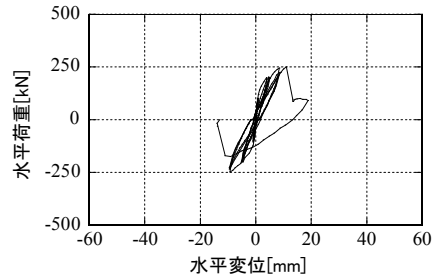
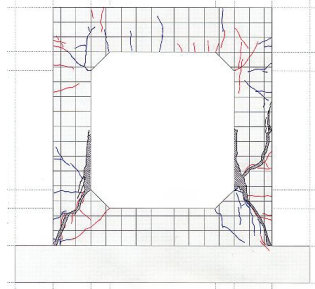
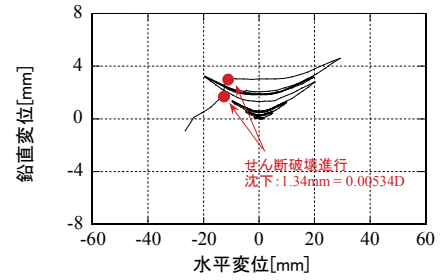


(e) R05

図 2-8 実験結果 (左) 最終的なひび割れ状態
(中) 水平変位 - 水平荷重関係 (右) 水平変位 - 鉛直変位関係



(f) R06



(g) R07

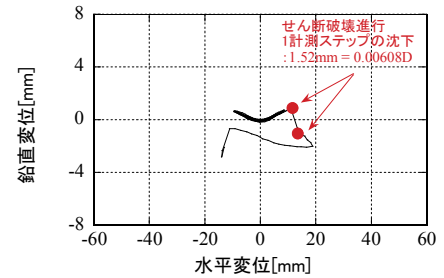


図 2-8 実験結果—続き— (左) 最終的なひび割れ状態 (中) 水平変位—水平荷重関係 (右) 水平変位—鉛直変位関係

表 2-6 実験結果一覧

試験体名	載荷方向	側方荷重 [kN/本]	初降伏点		全降伏点		最大耐力点		水平耐力維持限界変位 [mm]			水平耐力の低下に直結した損傷
			変位 [mm]	荷重 [kN]	変位 [mm]	荷重 [kN]	変位 [mm]	荷重 [kN]	単調	[A]	[B]	
M01	-	55.7	3.67	221	14.4	334	42.2	357	85.3			左側壁下部せん断ひび割れ幅
M02	-	53.8	6.08	250	14.6	330	33.5	361	57.4			右側壁中部せん断ひび割れ発生
M03	-	52.6	降伏せず				15.7	468	17.2			右側壁中部せん断ひび割れ発生
R01	+	58.2	3.27	199	12.0	323	19.6	343	40.0	30.0		右側壁下部圧壊
	-		-4.08	-236	-10.1	-290	-27.1	-338				左側壁上部せん断ひび割れ幅
R02	+	56.7	3.85	178	11.9	210	15.8	220	30.0	20.0		右側壁下部圧壊
	-		-2.47	-154	-10.0	-211	-20.1	-223				左側壁上部せん断ひび割れ幅
R03	+	55.4	4.39	235	12.0	331	20.3	367	30.0	20.0		左側壁中部せん断ひび割れ発生
	-		-4.55	-236	-11.9	-306	-19.9	-345				左側壁内側付着割裂
R04	+	57.4	5.67	298	15.4	397	19.4	409	30.0	20.0		左側壁中部せん断ひび割れ発生
	-		-5.61	-302	-13.4	-368	-19.3	-409				左側壁内側付着割裂
R05	+	58.0	降伏せず				9.6	475	15.0	10.0		左側壁中部せん断ひび割れ発生
	-		降伏せず				-9.2	-462				右側壁中部せん断ひび割れ発生
R06	+	57.2	1.83	121	11.7	263	20.1	290	20.0	20.0		左側壁上部せん断ひび割れ発生
	-		-1.62	-108	-11.3	-249	-19.6	-269				右側壁下部せん断ひび割れ発生
R07	+		7.69	237	全降伏せず		11.0	250	10.0	10.0		右側壁下部せん断ひび割れ発生
	-		-8.27	-240	全降伏せず		-9.1	-247				左側壁下部せん断ひび割れ発生

※R06については、ゲージ位置が部材端でないため、実際は表中の変形よりも早期に全降伏に至ったと考えられる。

[A] 1周目の正負折返し点における荷重が最大耐力の80%以上を維持した時の目標折返し変位絶対値

[B] 3周目の正負折返し点における荷重が最大耐力の80%以上を維持した時の目標折返し変位絶対値

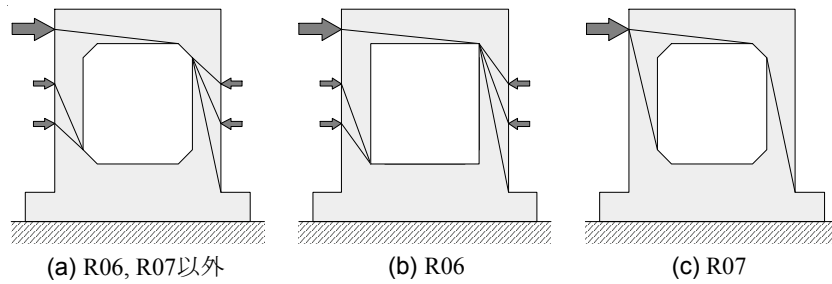


図 2-9 試験体別の想定ストラット

急激な荷重低下を生じた点を、繰返し載荷試験体については 1 周目と 3 周目で最大耐力の 80%を維持できた時点に対応する目標折返し変位をそれぞれ水平耐力維持限界変位として記した。

引張鉄筋比が大きい M03 と R05、側方拘束の無い R07 は全降伏に至る前にせん断破壊し、それ以外のケースでは、全降伏後のせん断破壊によって水平耐力の低下を迎えた。なお、一口に全降伏後のせん断破壊といっても大きく 2 種類の様相が見られた。M02、R03、R04 では、部材中央部で対角に近い方向のひび割れが発生、拡幅したのに対し、せん断補強筋を有する M01 と R01、引張鉄筋比が小さい R02、およびハンチを持たない R06 では、側方荷重の載荷点と頂版の間の区間（図 2-7(c)における右上または左下のせん断力が大きい区間）における斜めひび割れの拡幅やズレが卓越した。

図 2-8 の中で、R01、R03、R05 については、対応する単調載荷ケース M01～M03 の結果を鎖線で併記した。水平変位－水平荷重関係、水平変位－鉛直変位関係のいずれにおいても、単調載荷ケースの軌道と、繰返し載荷ケースにおける骨格曲線（包絡線）は、途中まではほぼ一致している。しかし、正負交番繰返しケースの方が、耐力低下開始点の変位が小さく、繰返しが靱性を低下させる効果を有していることが分かる。

初降伏点と全降伏点の変位は、R02、R03、R04 の順で引張鉄筋比が大きくなるにつれて増大する傾向が認められる。ただし、変動の範囲は、全降伏点で 10.0mm～15.4mm、1.3m を分母として層間変形角に置き換えると 0.78～1.18%程度であり、全載荷過程から見れば狭い範囲と言える。

R06 および R07 は、同じ配筋の R03 と比べて、最大耐力、変形性能とも劣っている。ハンチが無いこと、および側厚を与えていないことは、図 2-9 に示すように、双方とも、せん断力を上部から下部に伝達するコンクリートストラットの部材軸に対する角度を小さくする要因となる。そのため、これらのケースでは曲げ耐力とともにせん断抵抗も弱体化し、変形性能が伸びなかったと考えられる。

軸力比 0.05 に相当する鉛直荷重は、結局、全試験体のポストピーク領域を含む全過程において支持された。

b) せん断裕度と変形性能の関係

図 2-10 に、水平耐力維持限界変形角－せん断裕度の関係を示す。変形角の分母について、部材長さ（内法長さ）と層間距離の 2通りの取り方があるので、それぞれ別の図(a)、(b)で示した。また、層間変形角が実務的によく用いられる指標であることに鑑み、(b)図では、縦軸分子のせん断耐力コンクリート寄与分を部材係数 $\gamma_c=1.3$ 、同せん断補強寄与分を $\gamma_s=1.1$ で除して整理した結果を示した。これらの部材係数は、コンクリート標準示方

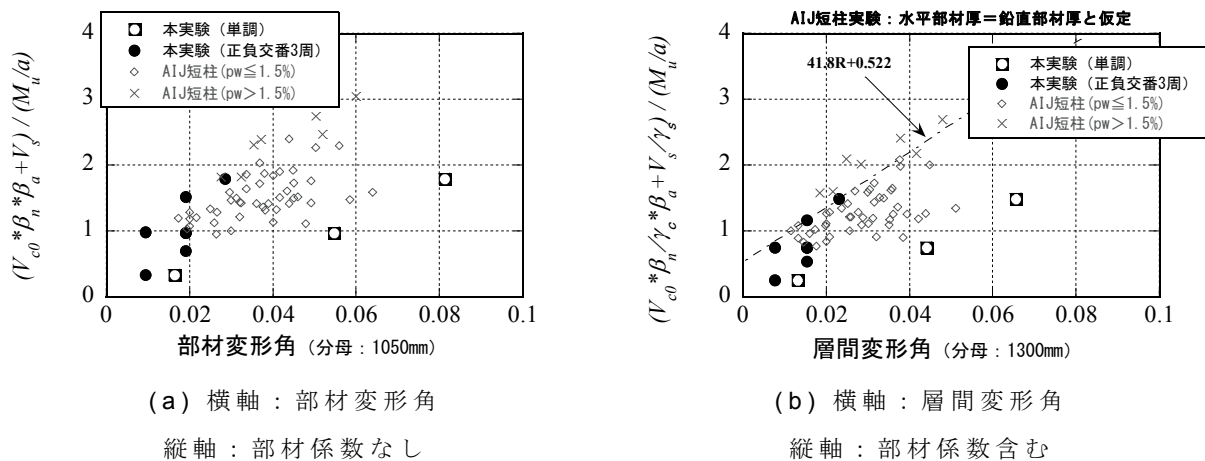


図 2-10 変形角－せん断裕度関係

書¹⁾で採用されているせん断耐力評価式用の安全係数である。各図には、1973年に実施された短柱の載荷実験の結果^{10)~13)}も併せて記入した。これらの追加プロットについても、先と同様、曲げ耐力は建築学会の慣用式、せん断耐力は二羽による修正岡村・檜貝式によって算定した。

単調載荷、正負交番載荷のいずれの場合においても、水平耐力維持限界点の変形角とせん断裕度との間には正の相関が認められる。また、単調載荷と正負交番載荷を比較すると、正負交番載荷の方が明らかに変形性能の面で劣っている。こうした傾向は、鉄筋コンクリート部材の特徴として古くから指摘されており(例えば¹⁴⁾、¹⁵⁾、今回の実験結果は、側方荷重を受ける1層1連のボックスカルバートにおいて同じ傾向が得られることを追認した格好である。(b)図において、今回の実験結果を包絡する $41.8R+0.522$ (ここで、 R は層間変形角)の線を引くと、短柱実験のうちせん断補強筋が1.5%以下のケースをも併せておおよそ包絡できている。同式による評価値は、対応する層間変形角に至るまでの靱性を確保するために必要なせん断裕度と考えることができる。なお、 $41.8R+0.522$ の線より上方にある、せん断補強筋比が1.5%を超えるプロットは、過度のせん断補強には靱性改善効果を期待できないことを表わすものと考えられる。

(3) 鉛直変位の挙動の分析と考察

a) 水平変位－鉛直変位軌道

図 2-8 の水平変位－鉛直変位軌道は、図 2-11 のように模式化することができる。処女載荷過程の曲線は、水平変位の非常に小さい領域では下に凸で、曲げ降伏以降ほぼ直線状になる。変形が或る程度進行するとやや上に凸となり、極大点を示した後、鉛直変位の向きが転じて沈下し始める。このとき、極大点は水平耐力維持限界と対応している。こうした処女載荷過程でのせん断破壊発生に伴う瞬間的沈下を示しているのは、M01、M02、R07 の 3 体である。図 2-8 には、せん断破壊の瞬間の計測ステップ間で発生した沈下量を記入してある。せん断破壊の瞬間の 1 計測ステップ間で発生した沈下量の大きさは部材厚 $D (=250\text{mm})$ の $0.4\sim0.8\%$ であった。

繰返し載荷のケースにおいて、水平耐力が低下していない段階の除荷・再載荷曲線は、

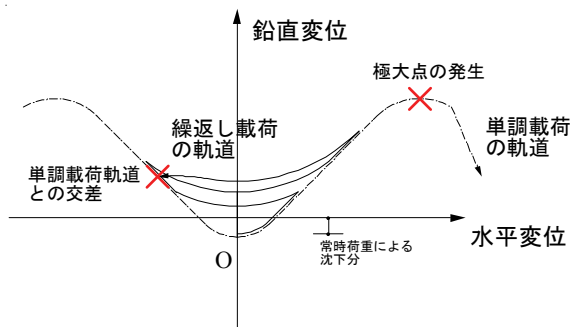


図 2-11 水平変位－鉛直変位軌道模式図

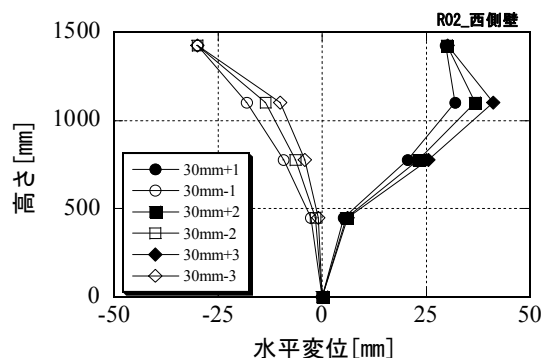


図 2-12 R02 試験体左側壁の
±30mm サイクルにおける水平変位分布

下に凸である。R04 と R06 の例から、急激な水平耐力の低下および沈下は、処女荷重過程で起こるとは限らないことが分かる。R01 と R02 の 2 体は、水平耐力が低下し始めた後の繰返し過程で、R04、R06 より緩やかに沈下が進行している。R03 はせん断破壊発生直後の最初の反転荷重過程で比較的的水平耐力が大きく低下したのでそこで試験を終了したが、傾向としては R01、R02 と同様、定変位繰返し過程で緩やかに沈下するタイプに分類できる。これら 5 体 (R01、R02、R03、R04、R06) が水平耐力維持限界を超えたことは、水平変位－鉛直変位軌道が、その包絡線もしくは単調荷重の場合の軌道と交差することによって判読できる。

残りの 2 体、M03 と R05 はやや特殊である。これら 2 体は、引張鉄筋比とその降伏強度が高く、せん断破壊が曲げ降伏に先行するように設計されたケースであり、実際、曲げ降伏前にせん断破壊して水平耐力が低下している。最大耐力を発揮した±10mm の周回からすでに R05 の水平変位－鉛直変位軌道は単調荷重の M03 のそれより下方になっている。しかし、水平耐力が目立った低下にも関わらず、沈下の進行速度は非常に緩やかである。これは、主筋自体が十分な鉛直荷重支持力を保有しているためと考えられる。

b) 鉛直変位下方進行のメカニズム

再び図 2-8 で繰返し荷重を与えたケースの水平変位－鉛直変位関係を見ると、水平耐力の低下開始以降、頂部水平変位が等しくても、繰返し回数の増大とともに、鉛直変位が下方に変化している様子が読み取れる。また、これと関連する実験データとして、水平耐力低下開始直後の周回における水平変位分布の例を図 2-12 に示した。R02 試験体の左側壁に着目し、3 周分の正側折返し時点、負側折返し時点に対応する計 6 本の線を描いている。高さ方向の水平変位分布もまた、同じ頂部水平変位を折返し点とする繰返しの過程で変化している。

頂部水平変位が同じであるのに鉛直変位や水平変位分布が異なるというこれらの挙動は、図 2-13 のメカニズムによって説明することができる。いま、図に示す部材の上半分に着目する。下半分でも同様の事象が生じうるが、ここでは省略する。最初に、正方向（図中の左から右）の荷重によって、斜めひび割れの発生と、右上部の主筋の降伏が発生する。左上部のコンクリート圧縮領域が健在で骨材の噛合いも機能しているため、まだ耐力は低下していない (i)。次に負方向に荷重を受けたとき、左上部が引張側に転じて曲げひ

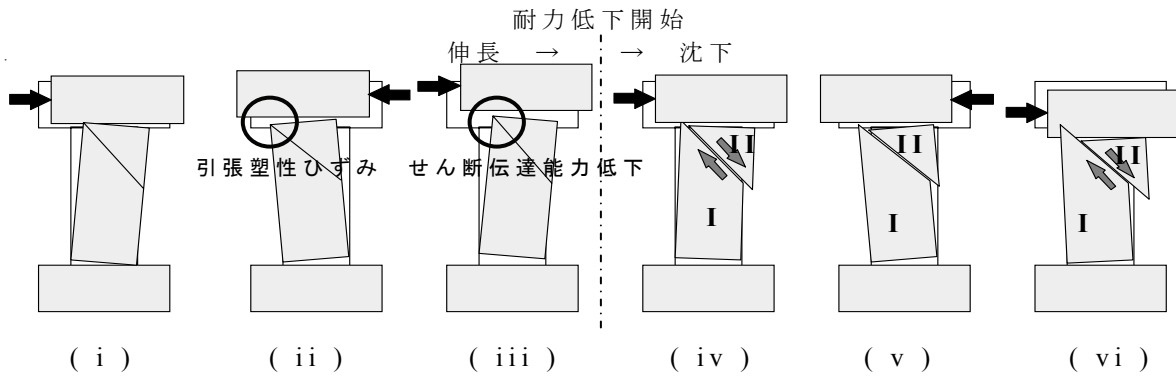


図 2-13 損傷の進行過程

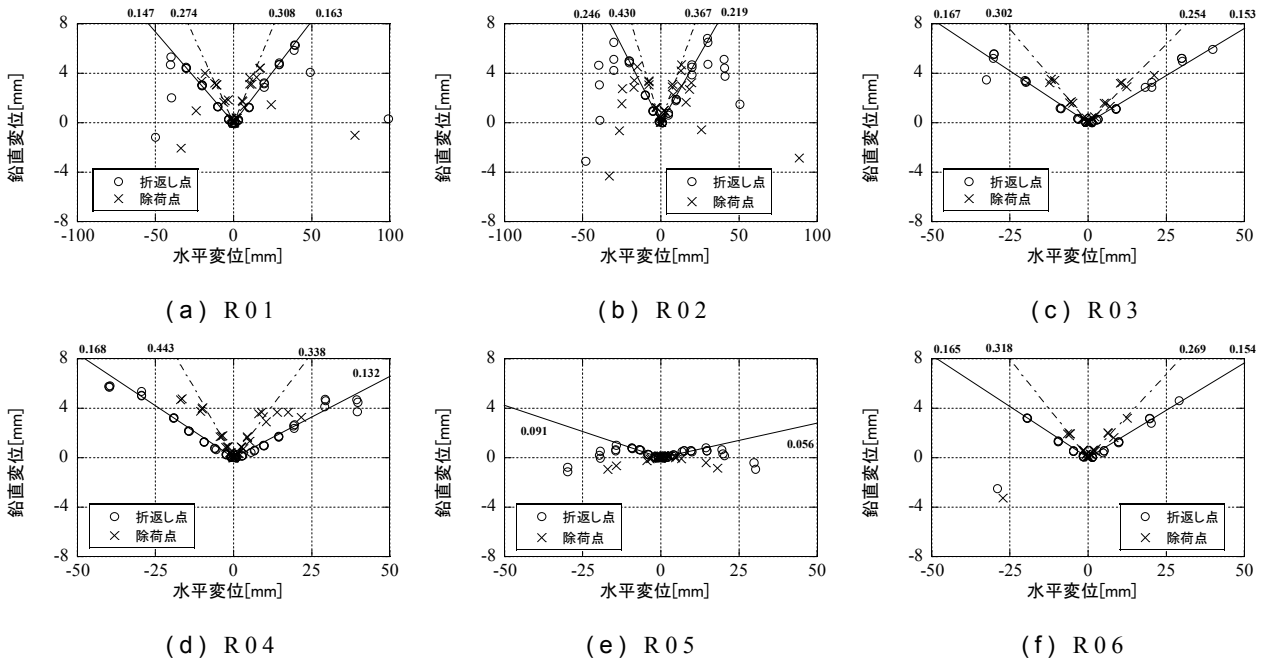


図 2-14 折返し点と除荷点における鉛直変位の抽出

び割れが拡大し、同部の主筋が降伏する (ii)。これを繰返す過程で発生した両側主筋の塑性ひずみが、鉛直変位を浮き上がりの方向に進行させる。再び正方向の载荷を受けると、左上部では、主筋の引張ひずみの残留により、曲げひび割れが閉じる前に主筋が圧縮に抵抗し始める。その結果、コンクリートの負担する圧縮力が相対的に減少し、せん断力の伝達能力も低下する (iii)。

せん断力の伝達能力が一定以上低下すると、斜めひび割れの進行、拡大が生じて耐力が低下し始める。損傷は斜めひび割れに集中し、ズレ変形が顕著になる (iv)。主筋の引張方向の塑性ひずみは進行しなくなり、ズレ変形が部材の鉛直変位を沈み込む方向に進行させる。この状態で交番载荷を受けると、負方向には斜めひび割れの上側 (図の I) と下側 (II) が一体となって変形するのに対して (v)、正方向ではズレ変形が進行するため、I は繰返し回数が増すほど負方向に押し込まれる (vi)。よって、同一の頂部水平変位に対する鉛直変位、および高さ方向の水平変位分布が、繰返し回数に応じて変化する。

c) 水平変位－鉛直変位軌道の包絡線の勾配

図 2-14 では、図 2-8 の水平変位－鉛直変位関係から、折返し点とそこからの除荷点 (図 2-15(a) に解説) だけを抽出してプロットした。耐力低下が始まるまでの領域では、

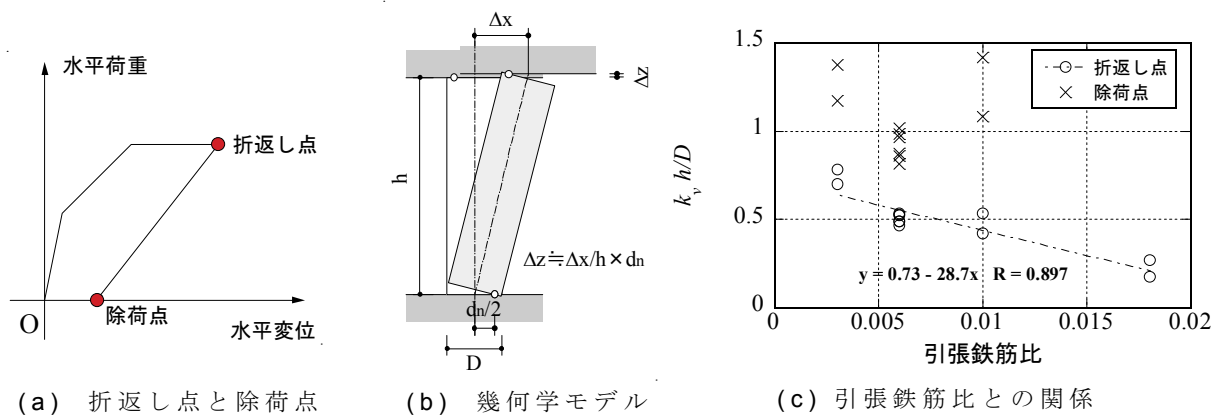


図 2-15 鉛直／水平変位勾配の定式化

折返し点に対応するプロット群と、除荷点に対応するプロット群が、それぞれ線状に並んでいる。図中には、その線の勾配を記入した。R05 だけ目立って小さな勾配を示しているが、これは、曲げ降伏に至っていないためである。また、R05 は、同じ理由で除荷点が原点近傍に集まるため、除荷点に対応する有意な線が得られていない。

材端の曲げひび割れと剛体から成る図 2-15(b)の単純な幾何学モデルから、この勾配は h/d_n に反比例すると考えられる。ここで、 d_n は断面中心から中立軸までの距離の 2 倍である。さらに、 d_n と部材厚 D との比が、引張鉄筋比と軸応力度によっておおよそ定まると考えると、同勾配は、結果的に部材のアスペクト比 h/D に反比例すると推論される。そこで、図 2-14 で得た勾配と部材アスペクト比の積を縦軸、引張鉄筋比を横軸に取って両者の関係を整理したところ、図 2-15(c) に示す結果を得た。同図より、水平耐力低下前における水平変位－鉛直変位軌道の包絡線の勾配 k_v は、以下の式で表現できる。

$$k_v = \frac{(0.73 - 28.7p_v) \cdot f_\sigma(\sigma_0)}{h/D} \quad (2-8)$$

ここで、 $f_\sigma(\sigma_0)$ は今回の実験条件である軸力比 $\sigma_0 = 0.05$ の下で 1 となる関数である。限られた実験データに基づいているため精度は十分といいがたいが、上式は、水平変位－鉛直変位応答軌道包絡線の簡易推定に用いることができる。先に述べたように、状態点（水平変位と鉛直変位の組合せ）が、この包絡線を参照して上方／下方のいずれにあるかは、構造物が水平耐力を維持しているか否かの一つの判断基準となる。一方、除荷点については、引張鉄筋比との間に単調の関係が認められなかった。

d) 周回による沈下の進行

水平耐力が低下し始めて以降、繰返し载荷の過程で沈下が進行する傾向については先にも言及したが、この挙動をもう少し定量的に分析する。いま、図 2-16(a) のように、或る除荷点を起点とする 1 つのサイクルを取り上げる。1 サイクルの終点直前の折返し点における荷重と最大耐力との比を横軸に取り、1 サイクルの間に進行する A 点から B 点までの沈下を縦軸に取ることによって、周回間の沈下の進行を整理した。その結果が図 2-16(c) である。ただし、最大耐力に至る前は一律に横軸値を 1 としている。横軸が 1 の領域では、周回間の沈下がほとんど認められない反面、横軸が 0.6 を下回る領域では、

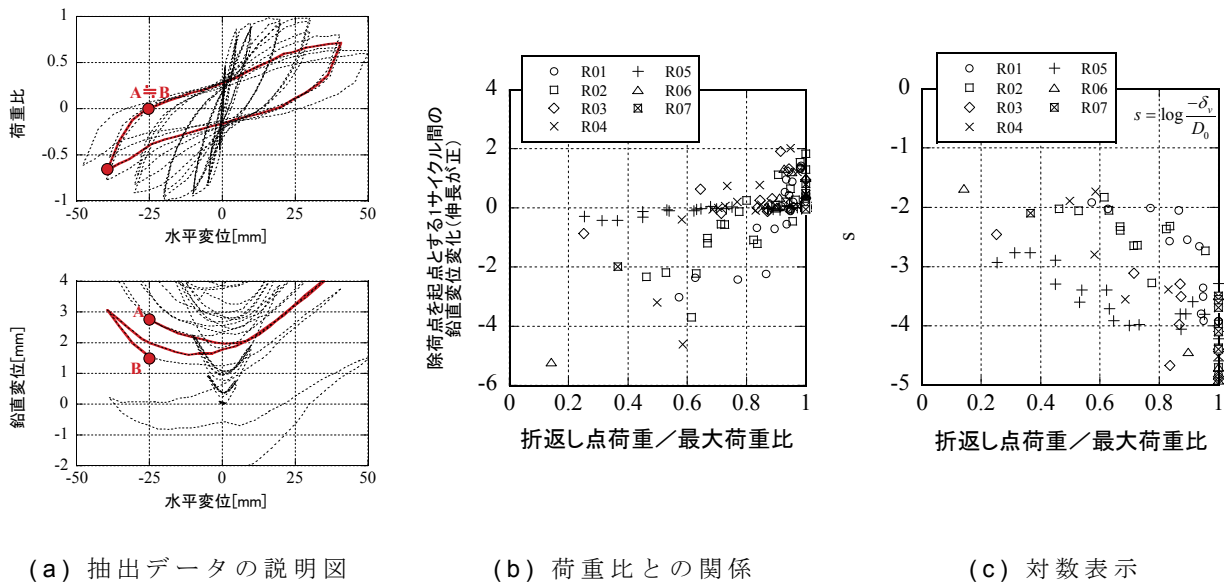


図 2-16 周回による沈下の進行

必ず沈下が進行している。

最大耐力に至る前においても、全く周回間の沈下が発生していないわけではないので、オーダーの議論ができるように、縦軸を部材厚で基準化した後、常用対数を取って整理し直したグラフが図 2-16(d)である。最大耐力に至る前の周回による沈下は、大きくても部材厚の 1/1000 以下となっている。R05 のプロット群を除けば、耐力低下過程における周回間の沈下のオーダーは、おおよそ部材厚の 1/1000 から 1/100 程度である。

2.4 実験2ー小型ボックスカルバート模型の崩壊実験ー

(1) 計画

a) 概要

次の実験では、さらに損傷が進行した状態に着目する。鉛直荷重を重錘によって与え、試験体が鉛直荷重支持性能を失ってからしばらくの間、その落下に対する制御を行わないようにする。

b) 試験体

図 2-17 に示す形状、寸法、配筋を有する部材試験体と架構試験体を 2 体ずつ作成した。どちらの試験体も、全高 660mm、奥行き 600mm で、鉛直部材の厚さは 100mm、同部材の長さはハンチ抜きで 320mm、ハンチ込みで 420mm である。再び実際のボックスカルバートの壁厚が 0.5~1m 程度と考えると、1/5~1/10 程度のスケールである。この縮尺は、実験装置の制約によっている。鉛直部材の主筋として、加工の容易さを勘案して直径 3mm のステンレス SUS304 の全ネジ棒を用いた。全ネジ棒は、試験体上下面から少し張り出させ、表面より外でナットを締めて定着した。心かぶりは 16mm とした。面外方向のせん断補強筋は配さなかった。引張鉄筋比は 0.39%だが、ステンレスの引張強度が大きいので、鋼材を等量配した場合に比して曲げ耐力は大きい。頂版と底版については、

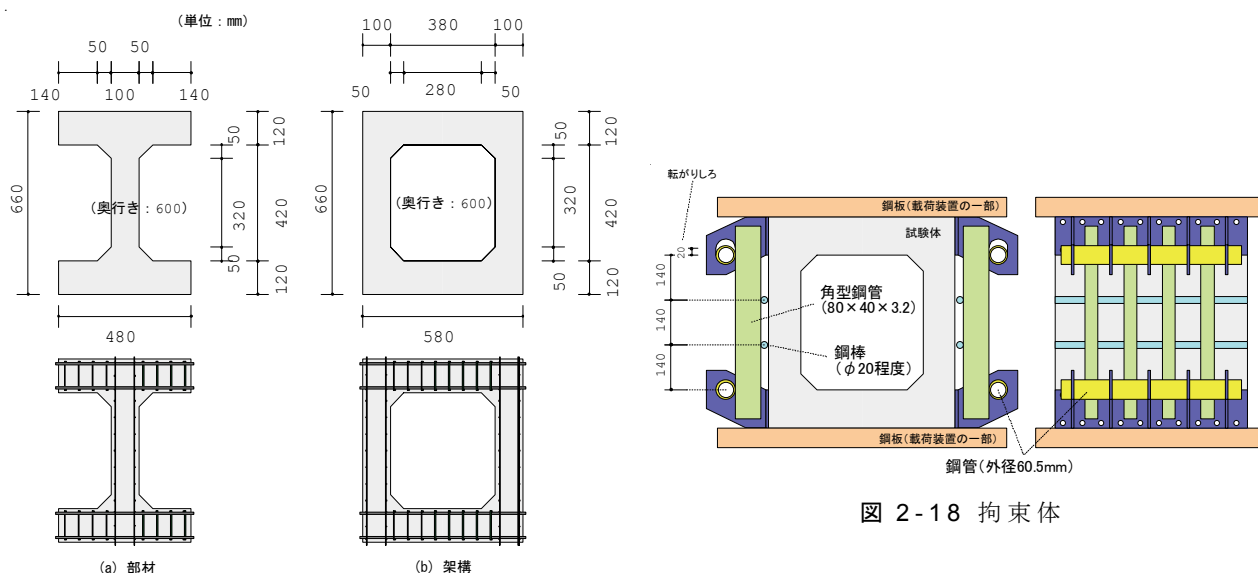


図 2-17 実験 2 の試験体

表 2-7 試験ケース一覧

No.	試験体タイプ	重錘質量(載荷ヘッド含む) [ton]	衝撃吸収開始までの落下距離 [mm]	コンクリート圧縮強度(封緘) [N/mm ²]	軸応力度 [N/mm ²](括弧内は軸力比)	側方拘束	曲げモーメント耐力 Mu[kN・m]	せん断耐力 Vc0βnβa[kN]	せん断裕度 Vc0βnβa/(Mu/a)
1	部材	9.94	50	22.7	1.624 (0.072)	無	13.9	58.8	0.68
2	部材	4.69	120	23.4	0.766 (0.033)	無	11.6	58.8	0.81
3	架構	9.94	80	24.1	0.812 (0.034)	無	11.8	59.5	0.81
4	架構	9.94	50	24.9	0.812 (0.033)	有	11.8	60.1	0.82

主筋として直径 8mm の SUS304 全ネジ棒、面外方向のせん断補強筋として D4 異形鉄筋を用い、鉛直部材よりも曲げ耐力、せん断耐力が大きくなるようにした。

実験ケースの一覧を表 2-7 に示す。いずれの試験体もせん断補強筋を持たないため、せん断裕度は低めになっている。2つの部材試験体には異なる鉛直荷重を与えた。No2 と No.3 の主要な違いは、鉛直部材の数のみである。架構試験体の一方である No.4 には、地盤による側方拘束を想定して、図 2-18 に示す鋼製の拘束体を設置した。拘束体は上下 2 点で単純支持された角型鋼管である。試験体との間には鋼棒が 2 箇所通っており、ボックスカルバート試験体が外側にはらもうとすると、鋼棒を介して拘束体が抵抗する。初期状態で、試験体と鋼棒が接触するまでに 2~3mm の空きを設けた。

コンクリートは、セメントとして普通ポルトランドセメント、粗骨材として 7 号砕石 (最大骨材径 5mm) を用いて作成した。試験体が薄肉であるため、気乾養生と封緘養生の材料試験片を設けてそれぞれ試験したところ、封緘養生した方が、初期剛性が 14% 大きく、逆に圧縮強度は 14% 小さかった。表-5 に記しているのは封緘養生した材料試験片の結果である。試験体は、準備のため、いずれも載荷 5 日前に湿布による覆いを外した。試験体と同時に打設した 100×100×400mm の収縮試験用直方体のひずみ計測の結果から、湿布による覆いを外した直後から急激に収縮が進行し、5 日間の収縮ひずみは 163 マイクロに至ることが分かった。湿布を外すまでの緩やかな収縮分も含めると、試験時には約 300 マイクロの収縮ひずみが試験体に生じていたと考えられる。

主筋として用いた SUS304 全ネジ棒 (有効径 2.675mm、有効断面積 5.03mm²) の引張試験結果として、ヤング係数 178kN/mm²、0.2% オフセット降伏強度 600N/mm²、引

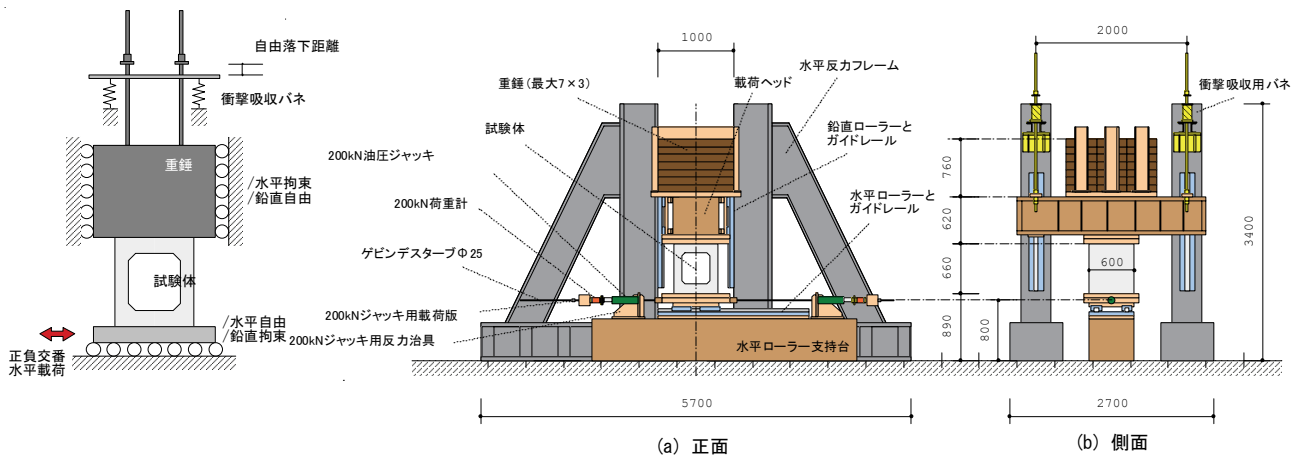


図 2-19 載荷装置

張強度 866 N/mm^2 、伸び 25.2% が得られた。また、破断時の破断区間外の平均ひずみは、 15.7% であった。

c) 載荷装置

鉛直荷重は、ジャッキやアクチュエータによって与えると、常時制御が働き、動的な崩壊過程の再現に難がある。そこで、図 2-19 に示すように、重錘で鉛直荷重を与え、その支持性能を失った時点で鉛直下方への運動が始まり、所定の距離だけ落下した後にバネと接触して衝撃が吸収される装置を製作した。三角の鋼製反力壁には鉛直ローラーを取り付けており、重錘の上下運動を拘束することなく、試験体下部に与えられる水平力の反力を得る。試験体下部の水平ローラーは、 9.94t の重錘積載時（鉛直荷重 97.4kN ）においても、 0.2kN 程度の人力で動かすことができたので、その水平抵抗への寄与はほとんど無視できる。衝撃吸収バネのバネ定数は、4 本の平均で 1.00kN/mm であった。

d) 加力計画

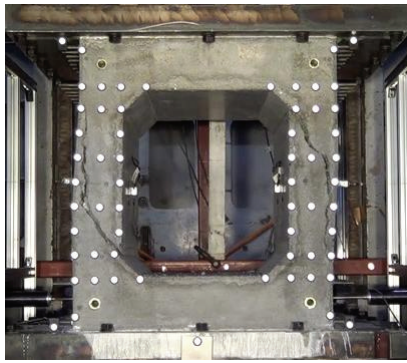
頂版と底版の心々距離 540mm を分母とする層間変形角 0.1% 、 0.2% 、 0.5% 、 0.75% 、 1.0% 、 1.5% 、 2.0% 、 2.5% 、 3.0% 、 4.0% に相当する水平変位で折返す静的正負交番載荷とした。各折返し点で 3 周ずつ繰り返した。

(2) 結果と考察

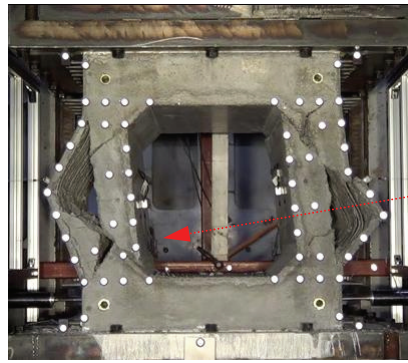
a) 破壊モードおよび水平変位－鉛直変位軌道

この実験では、4 ケースとも、せん断破壊に続く損傷の進行形態として、主筋の座屈の発生が観察された。No.3 を例に、せん断破壊直後と主筋座屈直後の様子を写真 2-1 に示す。せん断補強筋を配置していないため、主筋の座屈は、部材全長に渡って発生しているのが特徴的である。

図 2-20 に、各試験体の頂底版間相対水平変位－水平荷重関係、および同水平変位と鉛直変位の関係を示す。また、沈下に関する代表的な値を表 2-8 にまとめた。いずれの試験体も、層間変形角 $1.0\sim 2.0\%$ の領域でせん断破壊した。せん断破壊発生時の瞬間的沈下量は $0.55\text{mm}\sim 2.08\text{mm}$ 、部材厚との比にして $0.55\sim 2.08\%$ であった。この時点で水平抵抗はほぼ失われたが、鉛直荷重を支持する性能は維持した。その後、繰返し載荷を継続すると、主筋が座屈して、かぶりコンクリートが面外方向に大きく押し出された。これ



(a) せん断破壊発生直後



(b) 主筋の座屈発生直後

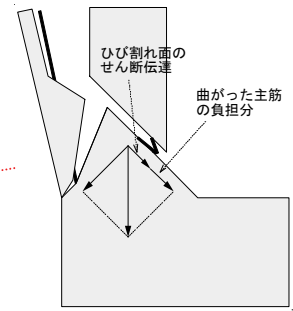
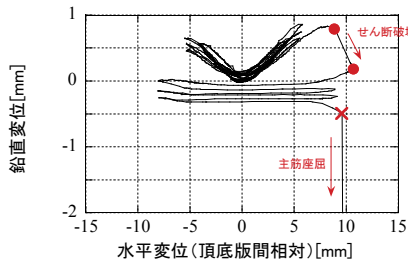
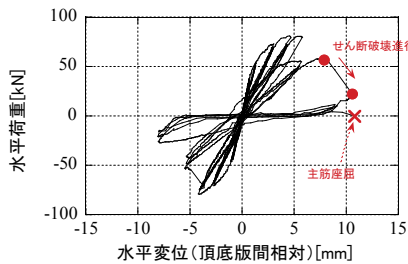
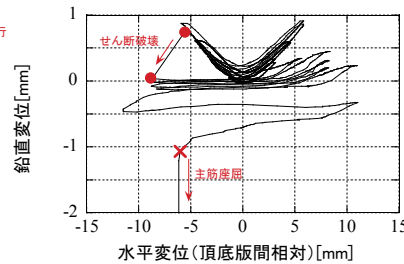
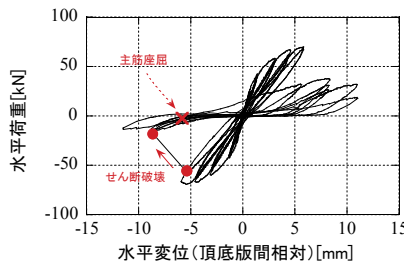


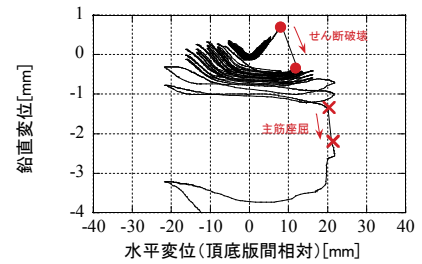
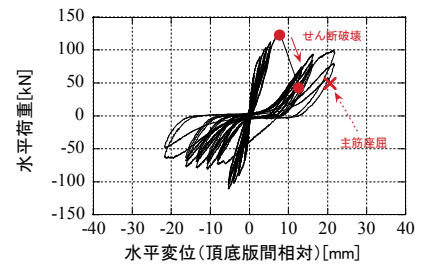
写真 2-1 No.3 の損傷の進行



(a) No.1



(b) No.2



(c) No.4

図 2-20 実験 2 の結果 (上) 水平変位－水平荷重関係 (下) 水平変位－鉛直変位関係

表 2-8 実験 2 の結果一覧

	最大耐力 [kN]	せん断破壊					
		発生時点		鉛直変位[mm]			
		当該サイクル 折返し点の 層間変形角[%]	詳細	発生直前 (i)	発生直後 (ii)	沈下 (ii)-(i)	沈下／部材 厚比
No.1	80.8	1.5%(8.1mm)	1周目正方向折返し点近傍	0.831	0.282	-0.550	0.0055
No.2	69.7	1.0%(5.4mm)	2周目負方向折返し点近傍	0.776	0.045	-0.731	0.0073
No.3	119.9	2.0%(10.8mm)	1周目負方向折返し点近傍	0.762	-1.320	-2.082	0.0208
No.4	124.9	1.5%(8.1mm)	1周目正方向折返し点近傍	0.706	-0.359	-1.065	0.0106

	最大耐力 [kN]	主筋座屈					
		発生時点		鉛直変位[mm]			
		当該サイクル 折返し点の 層間変形角[%]	詳細	発生直前 (i)	発生直後 (ii)	沈下 (ii)-(i)	沈下／部材 厚比
No.1	80.8	2.0%(10.8mm)	1周目正方向加载中 (水平変位+9.60mm)	-0.487	-72.564	-72.078	0.7208
No.2	69.7	2.0%(10.8mm)	2周目負方向加载中(-6.17mm)	-1.213	-10.906	-9.694	0.0969
No.3	119.9	2.5%(13.5mm)	1周目負方向加载中(-0.45mm)	-2.298	-33.332	-31.034	0.3103
No.4	124.9	4.0%(21.6mm)	3周目正方向折返し点近傍	-1.414	-2.223	-0.809	0.0081

が発生する直前の鉛直変位は、いずれの試験体においても、初期状態より下方であった。また、主筋の座屈によって瞬間的に生じた沈下量は、側方拘束が働いた No.4 を除くと、最も小さい No.2 で 9.69mm (部材厚との比で 9.69%) と、せん断破壊の瞬間のそれに

比して一桁大きかった。特に、軸力比が他のケースの 2 倍程度ある No.1 では、ストッパーが作動するレベルまで一気に沈下した。一方、No.2、No.3 は、主筋の座屈が発生した後、ストッパーが作動する手前で停止した。これは、写真 2-1(b)で観察できるように、ダブル配筋された主筋の片側だけが全長に渡る座屈に至ったためである。写真の横に図解しているように、もう一方の側の主筋は、屈曲してせん断ひび割れ面におけるすべりの抑止に寄与した。

側方拘束の有無が異なる No.3 と No.4 とを比較すると、No.4 の方が、主筋の座屈が発生した時点の水平変位が大きく、またその時の沈下量が小さかった。今回の実験で側方の拘束を考慮したのはこの 1 ケースのみだが、地中構造物においては、主筋が座屈する程度までコンクリートの支持能力が低下してもなお、側方地盤の効果で安定状態を得られる可能性がある。

b) 主筋の座屈の瞬間の動的挙動

図 2-21 は、No.2、No.3 の主筋座屈の前後 1 秒間における沈下と時間（上図）との関係、および沈下と鉛直方向の支持力（下図）との関係である。鉛直支持力は、重力加速度から、45Hz のローパスフィルタによってノイズを除去した加速度計測値を差し引いた値に、重錘と頂版の重さを乗じて求めた。時間的に見ると、主筋の座屈による沈下は、0.1～0.2 秒程度の間に発生している。No.3 を例にとると、10mm 程度沈下するまで鉛直支持力が低下傾向を示している。この低下分は、下方への加速による上向き慣性力によって補われている。鉛直変位が 10mm を超えた辺りから支持力は回復傾向に転じ、一旦衝撃によって 185kN まで上昇した後、安定レベルに向かって収束している。よって、再び安定に至った時点では、元々の鉛直荷重（97kN）に対して、或る程度の余裕（87kN）をもって支持していると考えられる。

c) 沈下と残留軸耐力との関係

沈下と軸方向力とは同一方向の変形と力である。したがって、一軸圧縮を受けて軟化域に至ったコンクリートがそうであるように、この場合も損傷が進行して沈下が大きくなるほど、コンクリートの軸方向耐力は低下すると予想される。そして、それが主筋の座屈を防ぐためにコンクリートが負担すべき軸力を下回ったとき、主筋が座屈すると考える。

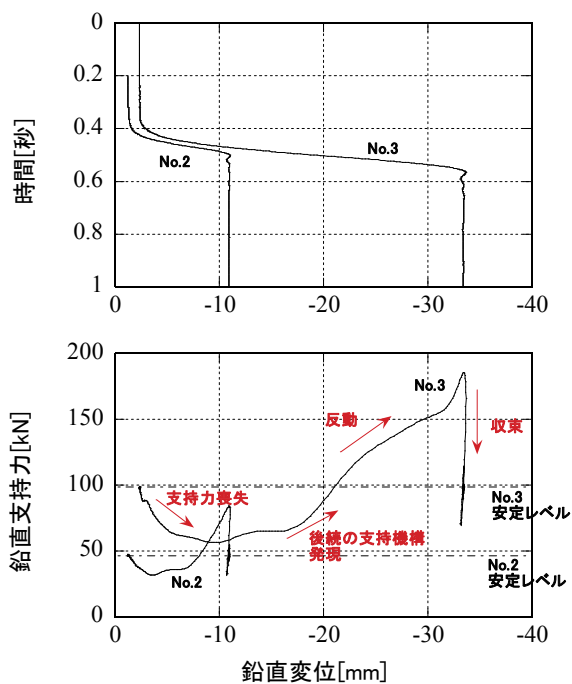


図 2-21 主筋が座屈する瞬間の挙動

$$\sigma(\delta_v) \leq \frac{N - 4\pi^2 E_s \cdot n I_s / L^2}{A_g} \quad (2-9)$$

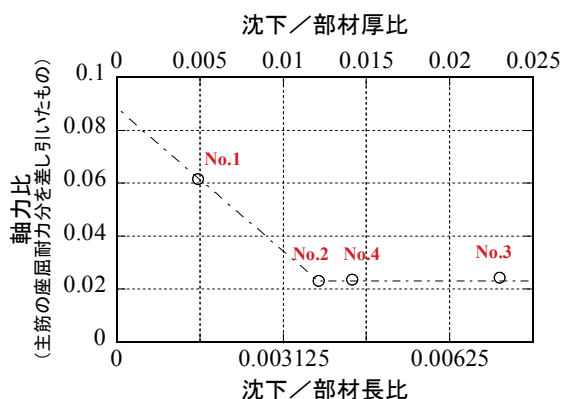


図 2-22 沈下とコンクリートの残留軸耐力との関係

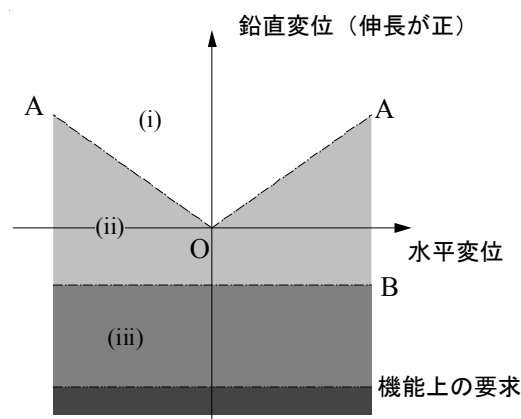


図 2-23 水平変位－鉛直変位平面上における状態の分類

ここで、 $\sigma(\delta_v)$ は沈下 δ_v に応じて低下する軸方向強度、 N は鉛直荷重、 E_s は主筋のヤング係数、 n は主筋の本数、 I_s は主筋の断面二次モーメント、 A_g は部材の断面積である。 L はここではハンチを含めない部材長とした。せん断補強筋を配していない今回の試験体では、主筋単体の細長比が十分大きいので、右辺分子の第 2 項については、上下端の回転が拘束された線材のオイラー座屈を想定した。この観点から、横軸に主筋の座屈が発生する直前の沈下、縦軸に上式右辺をコンクリート圧縮強度で除した軸力比を取って、実験 2 の 4 ケースをプロットした結果が図 2-22 である。横軸には、部材長と部材厚の 2 種類のスケール指標で基準化した値を併記した。主筋の座屈の前段階における損傷が部材全長に渡っていると考えることが困難なことから部材厚の方が適当かと推論されるが、現時点でその十分な根拠は得られていない。ケース数は限られているものの、相対的に軸力比の大きい No.1 の沈下が小さく、傾向としては軸方向強度が δ_v に応じて低下するという考え方を支持している。

2.5 耐荷性能評価法の提案

以上の検討結果を耐荷性能評価の視点から整理する。構成要素となる式は限定的な実験結果に基づいており、今後高精度化を要するが、一旦評価法の枠組を提示して、それらの式の位置付けを行う。

いま、地震応答解析や実構造物の地震後の点検結果として、残留水平変位と残留鉛直変位の組合せが得られているとし、この組合せを、図 2-23 の水平変位－鉛直変位平面上にプロットする。解析の場合は、主筋が座屈する以前の沈下の主要因であるせん断ひび割れ面のズレやコンクリートの圧壊を表現できる材料非線形構成則を備えたプログラムの使用を前提とする。解析の評価においても残留値に着目するのは、現行の耐震性能照査が上下動の同時入力を要請しており、水平変位－鉛直変位軌道の乱れが予想されるからである。水平変位－鉛直変位平面は、基準線 A、B を境界とする (i)、(ii)、(iii) の 3 つの領域に分ける。基準線 A は、単調水平荷重に対する水平変位－鉛直変位軌道である。材料非線形性を考慮した有限要素法による水平方向への静的プッシュオーバー解析によって得ることができるし、簡易的に導出する場合は式(2-8)を用いることができる。基準線 B は、式(2-9)

で決定される沈下量 δ_v の線である。図で概念的に示している機能上の要求線は、例えば水路であれば通水性能などから決定する。分けられた3つの領域に対して、それぞれ以下のような評価を与える。

- (i) : 初期状態で保有している水平耐力を維持している場合は、この領域にある。任意の地震入力を想定すると、一旦(ii)の領域に入り込んだ後、後続の振動過程で(i)の領域に収束する可能性も否定はされないので、厳密には逆は成立しない。ただし、**図2-16**の考察を踏まえると、この領域にあって、なおかつ同レベルの地震を2回以上連続で入力する解析を行ったときに、各回の終了時点間の相対沈下が一定以内であるならば、沈下の恐れは無いと判断できる。
- (ii) : 初期状態で保有している水平耐力は維持していないが、鉛直荷重の支持力は維持している。ただし、再度大きな地震入力があった場合に、沈下が進行しうる状態である。
- (iii) : 主筋が座屈して沈下が急激に進行し、機能上の要求線を超える恐れがある。実験2のNo.4で見たように、側方の地盤は、主筋の座屈を抑制する可能性がある。この効果については、今後No.4のような実験データを集積し、式(2-9)に側方地盤に関連するパラメータを付加することが考えられる。

2.6 まとめ

- (1) 予備検討として、断面解析および材料非線形性を考慮した有限要素解析を用いて、軸力比0.0~0.5に相当する軸力を受ける曲げ部材の鉛直変位挙動を概観した。本研究が対象としている軸力比0.1以下の部材は、繰返しの水平変位を与えたときに明瞭な伸長傾向を呈する点で特徴付けられた。
- (2) 1/2~1/4 程度のスケールの1層1連鉄筋コンクリート製ボックスカルバートに対して、軸力比0.05に相当する鉛直荷重と、単調もしくは正負交番の水平荷重を与える静的載荷実験を行った。せん断補強筋の無いケースを中心とする10ケースを設けた。水平変位-水平荷重関係を整理したところ、水平耐力維持限界点の水平変位は、正負交番載荷の方が小さく、またせん断裕度が小さい程小さいという性質が、1層1連ボックスカルバートにおいても確認された。
- (3) 同実験の鉛直変位の挙動を詳細に調べ、以下の知見を得た。
- ・正負交番繰返し載荷を受けたときの水平変位-鉛直変位軌道の包絡線は、水平耐力が低下し始めるまでの間、単調載荷を受けたときの水平変位-鉛直変位軌道とほぼ重なった。
 - ・水平変位-鉛直変位軌道の包絡線の直線領域の勾配を、部材のアスペクト比と引張鉄筋比の関数として定式化した。
 - ・処女載荷過程で鉛直変位が伸長から沈下に転じる極大点がある場合、それは水平耐力が低下し始める時点と概ね対応した。
 - ・急激な水平耐力の低下は、処女載荷過程に限らず、反転・再載荷の過程で発生する場合もあった。そうした場合、水平変位-鉛直変位軌道が、単調載荷時のそれと交差するという挙動が見られた。
 - ・水平耐力維持限界点に至るまでは、正負交番の周回による沈下の進行が部材厚の

1/1000 に満たなかった。一方、水平耐力維持限界点を越えると、1 周の間に部材厚の 1/100 程度の沈下を生じる傾向があった。

- ・ただし、引張鉄筋比にして 1.84%の主筋を配したケースでは、水平耐力が低下して以降も、沈下のオーダーが小さかった。これは、主筋自体に相応の鉛直荷重支持性能があったためと考えられる。

(4) 1シリーズ目の実験では、10体とも鉛直荷重を最後まで支持し続けた。これを受けて、鉛直荷重の支持性能を失うまで載荷を継続する4ケースの追加実験を実施した。鉛直荷重をジャッキでなく、重錘によって与え、一定区間自由落下させる仕組みの実験装置を構築した。追加実験の結果から、以下の知見を得た。

- ・鉛直部材にせん断破壊が発生すると、水平耐力はほぼ失われたが、部材厚の1/100程度の沈下が生じた後、安定な状態が回復した。さらに載荷を継続すると、主筋が座屈した。このとき、側方に拘束体を設けたケースを除いて、部材厚の1/10、もしくはそれ以上の沈下が発生した。
- ・主筋が座屈した後に安定状態が回復する場合、沈下（落下）の衝撃で元の鉛直荷重以上の荷重を一度支持してから安定状態に至るため、鉛直支持力は元の鉛直荷重に対して余裕がある。
- ・限られたケース数ではあるが、軸力比が大きいほど、主筋の座屈が発生した時点の沈下は小さかった。

(5) 以上から得られた知見を基に、鉛直変位に着目した残留耐荷性能の評価法を提案した。そこでは、A. 単調水平載荷に対する水平変位－鉛直変位軌道と、B. 主筋が座屈する沈下量に対応する線を境界として、(i) 再度大きな地震入力があっても頂部が沈下する恐れが低い、(ii) 鉛直支持力を有しているが、再度大きな地震入力があった場合に沈下が進行しうる、(iii) 現時点で急激な沈下の恐れがある、という3領域に分類する。

参考文献

- 1) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書[設計編]，2008.
- 2) Maekawa, K., Pimanmas, A., and Okamura, H.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, 2003.
- 3) 岡西努，林静雄，香取慶一，東健二：高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ降伏後の限界変形に関する考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.297-300，1992.
- 4) 曹昌根，堀田久人，安藤秀樹：高軸力下で曲げ破壊する鉄筋コンクリート柱の軸力保持安定限界に関する研究（その1 一定軸力下曲げせん断試験），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.45-46，1997.9
- 5) 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.
- 6) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和男，岡村甫：せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No.372/V-5，pp.167-176，1986.8
- 7) 古内仁，角田与史雄：張出しを有するRCはりのせん断強度に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，9-2，pp.341-346，1987.
- 8) 石橋忠良，斎藤啓一，丸山久一：多点荷重を受けるはりのせん断耐力に関する一考察，

第7回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.517-520, 1985.

- 9) 遠藤達巳, 青柳征夫, 松村卓郎: 鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態設計に用いるせん断耐力評価法, 電力中央研究所報告, 研究報告 U91052, 1992.3
- 10) 黒正清治, 福原正志: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 (その6) 新加力方法を用いた RC 短柱の多数回くり返し実験, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1423-1424, 1973.10
- 11) 斉藤辰彦, 吉崎征二, 西垣太郎: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 (その8. 高強度コンクリートを使用した鉄筋コンクリート柱の多数回繰返し実験), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1427-1428, 1973.10
- 12) 山本浩二, 宗村美貞: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 (その11: AF シリーズ 軸方向力を変化させた RC 短柱の多数回くり返し実験), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1309-1310, 1974.10
- 13) 千葉脩, 近藤信弘, 柳下和男, 福沢六朗: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 (その12: LS シリーズ シャースパン比「M/QD」を変化させた RC 短柱の多数回繰返し実験), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1311-1312, 1974.10
- 14) 太田実: 繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第292号, pp.65-74, 1979.12
- 15) 大江亮二, 吉川弘道: 繰返し大変形を受ける鉄筋コンクリート単柱のせん断強度劣化の評価に関する研究, 土木学会論文集, No.711/V-56, pp.59-71, 2002.12

3章 せん断破壊が発生した鉄筋コンクリート部材の横膨張と残留耐力の関係

一部材の面外方向の残留耐荷性能

3.1 はじめに

鉄筋コンクリート部材の破壊モードの一つにせん断破壊があり、部材軸に直交する方向、の鉄筋、いわゆるせん断補強筋を配置することで、その脆性的なモードの発生を著しく抑制できることは広く知られている。せん断補強筋の少ない部材を載荷すると、斜めひび割れの拡幅と共に、厚さ方向に見かけ上膨張していく様を見ることができる。しかし、せん断破壊は、その性格から設計上回避すべきとされており、研究の主眼は専ら発生条件である耐力の評価に置かれてきた。上記のような厚さ方向の膨張は、実験的にはしばしば観察されていても、せん断耐力発現以降のそれを定量的に捉えようとする試みは少なかった。そこで、本章では、片持ち形式の柱7体と、逆対称曲げ形式の柱11体の正負交番静的載荷試験を行って、画像から変位の分布を計測する。そして、部材の厚さ方向の膨張を中心とする幾つかの変形指標とポストピーク領域における残留水平耐力との関係を整理する。さらに、材料非線形性を考慮した有限要素解析によって実験結果を追跡し、実験と同様の傾向が得られることを確認する。

本章で議論する破壊モードは、曲げ降伏前もしくは後のせん断破壊が中心となる。これは、序論でも述べたように、（面外）せん断補強筋が少ないという対象構造物の特徴に由来する。全体を通しての研究対象が面部材で構成された構造物であることから、本章は、面部材の面外方向に着目している章と位置付けられるが、線部材の水平一方向載荷時の挙動と、面部材の面外方向の挙動とは同等であるという前提に立ち、ここでは線部材を対象に検討を進める。この判断は、実際には実験装置を現実的な規模に収める意図から来ているが、**図3-1**のように、コンクリートが圧壊し、載荷方向と直交する水平方向（面部材においては面内方向に相当）へのかぶりコンクリートの剥離を伴うようなモードが卓越しないかぎりにおいては、概ね妥当と考えている。なお、本章の結果を面部材に敷衍するための手続きは5章で改めて言及する。

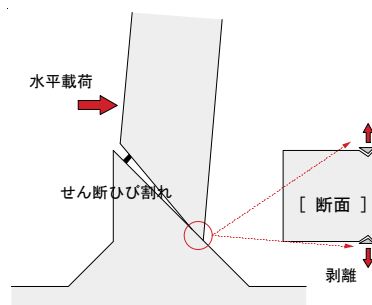


図 3-1 せん断圧縮領域の三次元的挙動

3.2 鉄筋コンクリート部材の荷重実験

(1) 計画

a) 概要

曲げ降伏前後にせん断破壊する鉄筋コンクリート部材の変位分布を捉えるため、片持ち形式および逆対称曲げ形式の柱試験体に対して水平方向に静的な繰返し荷重を加え、二次元画像計測を行う。荷重は、水平耐力の大部分を喪失するまで継続する。

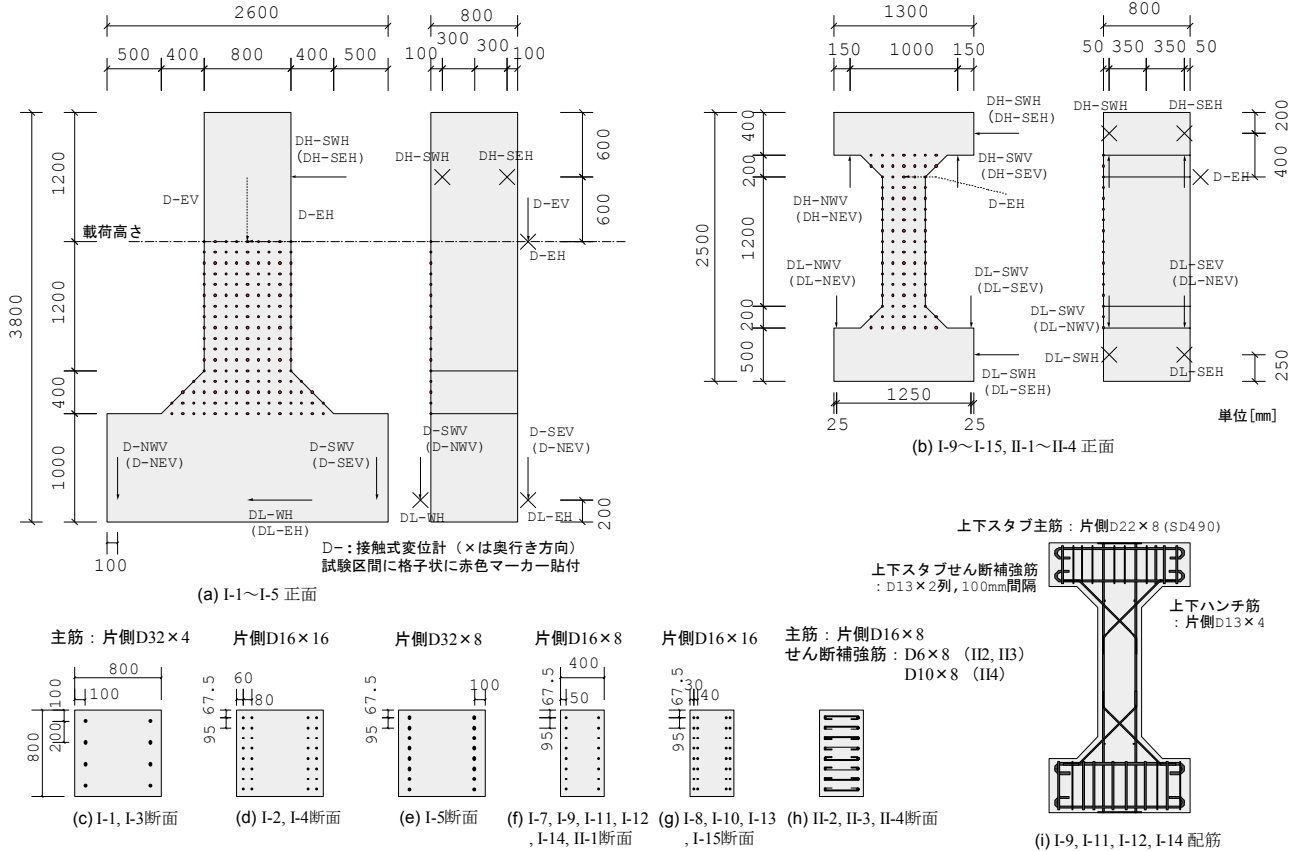


図 3-2 試験体の形状・寸法・配筋

表 3-1 実験ケース一覧

シリーズ	No.	荷重方式	部材厚 [mm]	$M/(Qd)$	コンクリートの圧縮強度 [N/mm ²]	引張鉄筋比 [%]	主筋径	せん断補強筋比 [%]	軸力 [kN] (圧縮が正)	荷重パターン ※	曲げ降伏耐力 [kN]	曲げ耐力 [kN] (a)	せん断耐力 (棒部材式) [kN] (b)	せん断耐力 (デーブビューム式) [kN] (c)	せん断裕度 max(b,c)/(a)	
I	1	片持ち	800	1.71	56.1	0.57	D32	0.00	0	A	638.6	816.3	609.7	917.0	1.12	
	2				56.2	0.57	D16				A	655.3	821.3	610.0	917.8	1.12
	3				28.7	0.57	D32				A	624.7	739.3	487.6	655.9	0.89
	4				28.2	0.57	D16				A	641.3	744.9	484.8	650.2	0.87
	5				31.6	1.13	D32				B	1217.5	1376.7	632.5	864.6	0.63
	7	逆対称曲げ	400	1.71	27.3	0.57	D16			A	320.3	371.0	285.1	380.4	1.03	
	8				32.1	1.13				B	625.5	698.2	378.1	518.1	0.74	
	9				29.9	0.57				A	321.3	375.2	293.9	293.9	0.78	
	10				30.4	1.13				B	624.3	694.8	371.3	371.3	0.53	
	11				55.8	0.57				A	327.7	410.2	361.9	361.9	0.88	
	12	30.6	0.57	500	A	458.0				505.0	383.6	383.6	0.76			
	13	30.0	1.13		B	762.0				827.3	428.8	428.8	0.52			
	14	31.4	0.57		A	171.8				248.5	122.9	126.0	0.51			
	15	29.4	1.13		B	474.5				557.8	249.4	249.4	0.45			
	1	34.5	0.57		-500	C				459.5	511.3	397.9	397.9	0.78		
2	34.9	0.57	C	459.8		511.8		551.4	399.3	1.08						
3	36.3	0.57	C	460.5		514.0		708.2	404.0	1.38						
4	35.6	0.57	C	460.2		513.0		1042.9	401.7	2.03						

※荷重パターンA: 折返し点の変形角 $R = 0.075\%, 0.15\%, 0.375\%, 0.75\%$, その後は 0.375% ずつ大きくする。±0.7%以降、+R → 除荷 → -2R/3 → 除荷 → -R → 除荷で1サイクルとする
 パターンB: $R = 0.075\%, 0.15\%, 0.375\%, 0.525\%, 0.75\%$, その後は 0.375% ずつ大きくする。±0.7%以降、+R → 除荷 → -2R/3 → 除荷 → -R → 除荷で1サイクルとする。
 パターンC: $R = 0.075\%, 0.15\%, 0.375\%, 0.75\%$, その後は 0.35% ずつ大きくする。反転方向の小振幅荷重は行わない。
 ただし、変形角の分母は大型片持ち梁と柱では1.6m、小型片持ち梁では0.8mとする。

表 3-2 鉄筋の引張試験結果

鉄筋種類	シリーズ	適用部位	公称直径 [mm]	公称断面積 [mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]
D13	I	ハンチ筋	12.7	126.68	358	530
D16	I	主筋	15.9	198.56	379	558
D32	I	主筋	31.8	794.23	369	572
D6	II	せん断補強筋	6.35	31.67	390	記録なし
D10	II	せん断補強筋	9.53	71.33	371	
D16	II	主筋	15.9	198.56	369	

b) 試験体

試験体の形状、寸法、配筋を図 3-2 に、試験体の一覧を表 3-1 にそれぞれ示す。試験体は、片持ち形式の大型柱 5 体、小型柱 2 体、逆対称曲げ形式の小型柱 11 体の計 18 体である。以降、それぞれ大型片持ち柱、小型片持ち柱、逆対称曲げ柱と略記する。大型片持ち柱は幅 800mm×厚さ 800mm、小型片持ち柱と逆対称曲げ柱は幅 800mm×厚さ 400mm の断面を有する。I-6 はパイロットとして用いたため、表中では欠番となっている。シリーズ I と II は実施時期が異なっており、再現性を確認するために II -1 を I -12 と同条件にしている。

コンクリートは、セメントとして普通ポルトランドセメント、粗骨材として最大骨材径 20mm の砕石を用いて作成した。主筋は、SD345 とした。鉄筋の径毎の特性は、表 3-2 に示すとおりである。断面解析による曲げ降伏耐力と曲げ（最大）耐力、および二羽らによる棒部材式^{1), 2)}とディープビーム式^{用いたのは 1), 原式は 3)}を用いて算定したせん断耐力を表 3-1 に併記した。ただし、棒部材式のパラメータ a はせん断スパン M/Q とみなし、ディープビーム式のパラメータ a はハンチを含まない部材長（大型片持ち柱と逆対称曲げ柱では 1.2m、小型片持ち柱では 0.6m）とみなした。表には曲げ耐力に対するせん断耐力の比をせん断裕度として記入した。II-3 および II-4 を除いてせん断裕度は小さく、曲げ降伏とせん断破壊のいずれが先行するか見定めにくい遷移領域にある。

c) 荷重装置

荷重装置の概要を図 3-3 に示す。水平加力装置として、容量 1000kN の油圧アクチュエータを用いた。対称曲げ柱の荷重では、2 本の鉛直方向の 500kN アクチュエータを据え、上部の回転がゼロ、軸力が所定の値をそれぞれ維持するように、荷重ステップ毎に手動制御を行った。荷重板の幅は、大型片持ち柱のケースでは 400mm、小型片持ち柱のケースでは 200mm とした。

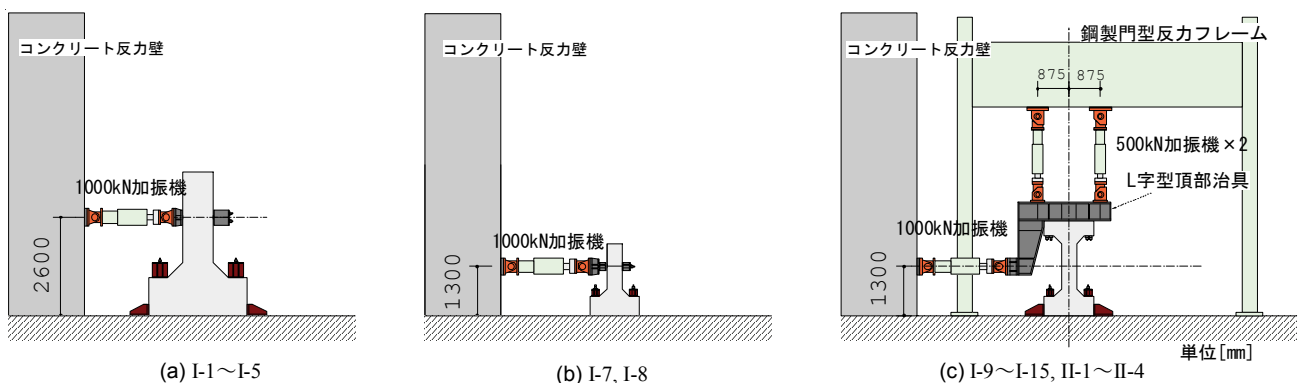


図 3-3 試験体形状別の荷重装置

d) 加力計画

載荷は、変位制御により、折返し点の変位を漸増させての正負交番載荷とした。I-12以降のケースにおいては、水平載荷に先立って表 3-1 に示す軸力を与えた。折返し点は、ハンチを含む部材長（大型片持ち柱と逆対称曲げ柱では 1.6m、小型片持ち柱では 0.8m）で除した変形角を制御指標として、表 3-1 欄外に記すとおりに規定した。1つの折返し点に対する繰返し回数は 1 回とした。I シリーズでは、一度正方向に載荷した後、反転後の負方向に小さな振幅の載荷を受けたときの残留状態を確認するために、やや変則的な載荷パターンを用いたが、本論文ではこれについて特に言及しない。

e) 計測

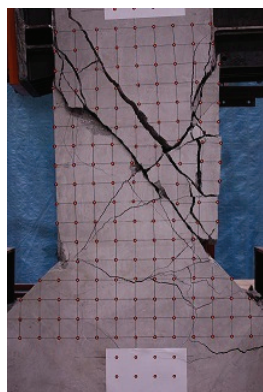
変位の計測は、接触式変位計と画像計測の 2 つの方法によった。接触式変位計、および画像計測のターゲットの位置は先の図 3-2 に示している。その他、ひずみゲージによって鉄筋のひずみを、アクチュエータ付属の荷重計によって荷重をそれぞれ計測した。

画像計測の方法は、文献 4) を参考にした。ターゲットとして、蛍光色の円形マーカーを 100mm 間隔の格子状に貼付した。画像は、デジタルカメラ（2848×4272 ピクセル）を用いて各サイクルの折返し点、およびそこからの除荷時点で撮影した。レンズの歪曲収

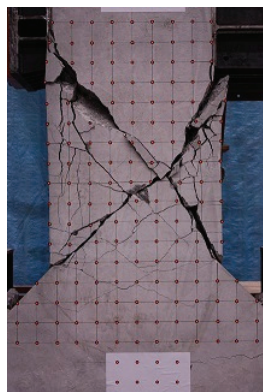
表 3-3 実験結果一覧

シリーズ	No.	破壊モード	曲げ降伏耐力[kN]	曲げ降伏時変形角 [%]	最大耐力[kN]	耐力低下開始時の変形角[%]※※	左欄の変形角の絶対値平均[%]
I	1	曲げ降伏後のせん断破壊	748.3	0.459	843.0	(1.543)	1.239
			-704.6	-0.433	-779.8	-0.934	
	2	曲げ降伏後のせん断破壊	786.1	0.451	859.9	(1.524)	1.476
			-685.3	-0.365	-820.8	-1.428	
	3	曲げ降伏後のせん断破壊	796.1	0.568	834.0	1.393	1.445
			-754.6	-0.538	-816.7	(-1.496)	
	4	曲げ降伏後のせん断破壊	782.6	0.517	866.5	(0.771)	0.705
			-787.0	-0.529	-830.5	-0.638	
	5	加振機の容量不足により最大耐力発揮前に載荷を終了			971.6以上		
					-974.4以下		
	7	曲げ降伏後のせん断破壊	397.3	0.518	446.8	(2.267)	2.123
			-423.4	-0.645	-431.7	-1.979	
	8	せん断破壊	降伏せず		587.9	0.685	0.649
					-617.6	(-0.613)	
	9	曲げ降伏後のせん断破壊	375.5	0.554	439.6	(0.847)	0.654
耐力低下後に降伏			-360.4	-0.467			
10	せん断破壊	降伏せず		533.4	0.619	0.522	
				-457.3	(-0.424)		
11	曲げ降伏後のせん断破壊	359.1	0.383	427.5	(1.211)	1.209	
		-362.5	-0.427	-404.1	-1.206		
12	曲げ降伏後のせん断破壊	512.4	0.622	525.6	0.743	0.580	
		降伏せず		-439.3	(-0.417)		
13	せん断破壊	降伏せず		591.6	0.594	0.512	
				-544.6	(-0.429)		
14	曲げ降伏後のせん断破壊	267.8	0.541	302.4	1.332	1.072	
		-254.8	-0.415	-268.0	(-0.811)		
15	せん断破壊	降伏せず		407.7	0.773	0.688	
				-348.1	(-0.603)		
II	1	曲げ降伏後のせん断破壊	508.8	0.526	546.7	0.778	0.768
			-524.8	-0.505	-542.1	(-0.757)	
	2	曲げ降伏後のせん断破壊	529.0	0.531	560.7	(1.556)	1.564
			-497.3	-0.433	-552.9	-1.572	
	3	曲げ降伏するも水平耐力維持	519.6	0.510	566.6	3.800以上	3.807以上
			-522.5	-0.486	-567.0	-3.814以下	
	4	曲げ降伏するも水平耐力維持	528.7	0.505	574.9	3.780以上	3.768以上
			-482.3	-0.433	-568.7	-3.756以下	

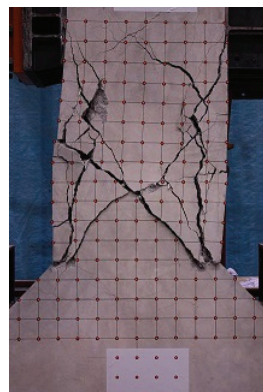
※ I-1, I-3, I-15の3ケースは1000kN加振機の引きが正(先に載荷した方向)、その他は押しが正
 ※※ 括弧内は、耐力低下開始以前に経験した反対方向の最大変形角



(a) I-1



(b) I-2



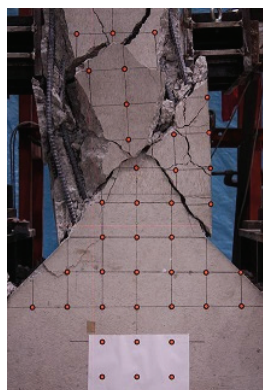
(c) I-3



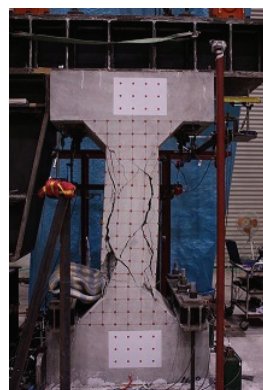
(d) I-4



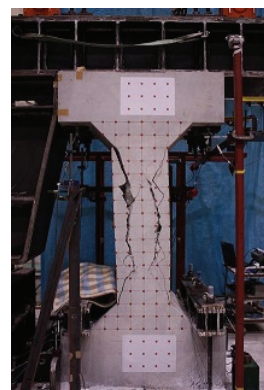
(e) I-7



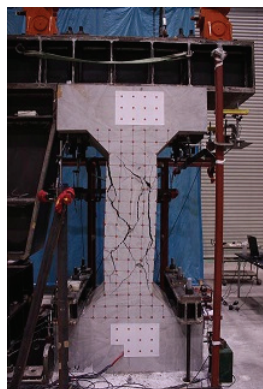
(f) I-8



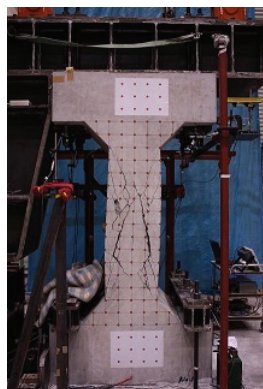
(g) I-9



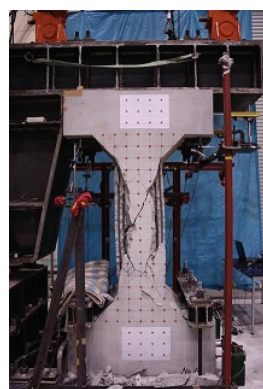
(h) I-10



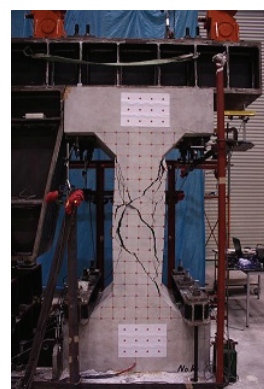
(i) I-11



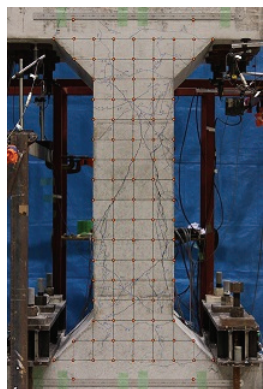
(j) I-12



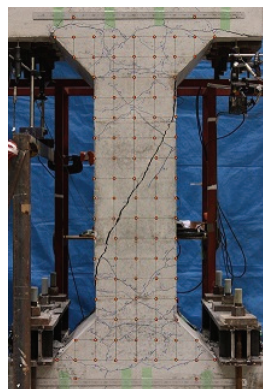
(k) I-13



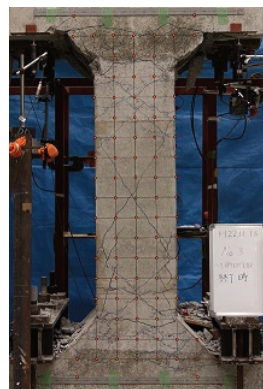
(l) I-14



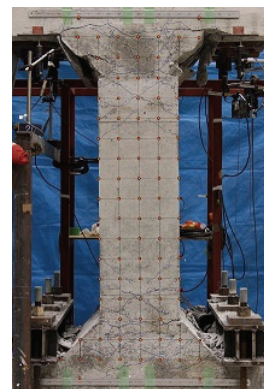
(m) II-1



(n) II-2



(o) II-3



(p) II-4

写真 3-1 実験終了時の損傷状態

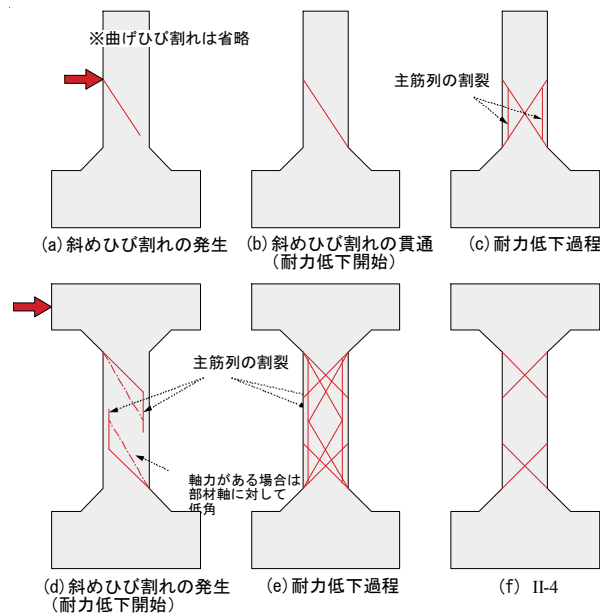


図 3-4 破壊時および耐力低下時の損傷の様相

差を補正した後、色の識別によってマーカーを抽出し、その中心座標を求めた。分解能は、単純に、基準となる長さに対応するピクセル数で除した値とすると、大型片持ち柱と逆対称曲げ柱で約 0.5mm、撮影範囲の狭い小型片持ち柱で約 0.25mm になる。ただし、円形マーカーの中心座標を求める処理がもたらす平均化の効果により、実質的には上記の半分程度の分解能が得られていた。

(2) 結果－損傷の経過と水平方向の挙動－

表 3-3 は、破壊モードと水平変位－水平荷重関係上の特性点の一覧である。曲げ降伏時の変形角は、いずれの試験体も 0.5%前後の値を示した。表中の最右の欄には、変形性能を代表する数値として、明確な耐力低下が始まった時点の変形角と、それ以前に経験した反対方向の最大変形角の絶対値平均を示した。これは、II-3 と II-4 を除く全ての試験体が最終的にせん断で破壊しており、耐力低下の始まりが明確であったことと、変形性能に関する正負の非対称性が顕著なケースが多かったことに配慮したものである。耐力が最大時の 80～90%まで低下した時点の変位という慣用的な定義とは異なるが、本論文では、この絶対値平均をもって、終局変形角とする。

写真 3-1 に、各ケースの載荷終了後の状態を示す。せん断破壊（曲げ降伏後のせん断破壊を含む）の発生、およびそれ以降における損傷進行過程の詳細な様相は、片持ち柱 I-1～I-8 と、せん断補強筋の無い逆対称曲げ柱 I-9～II-1 のそれぞれについて、以下のようにであった。

片持ち柱では、まず 45° に近い角度の斜めひび割れが発生した。I-4 において、このひび割れは発生と同時に圧縮縁まで貫通し、耐力が低下しはじめた。その他のケースでは、斜めひび割れの発生時には圧縮縁まで貫通せず、耐力を一旦維持したが、さらに荷重が増大した段階でやはり圧縮縁まで貫通し、耐力低下が始まった（図 3-4(b)）。その後の耐力低下の過程では、斜めひび割れの拡幅、主筋列の割裂、既存の斜めひび割れに近接した、相対的に細幅の斜めひび割れの発生などの現象が観察され、いずれも図 3-4(c)に模式的

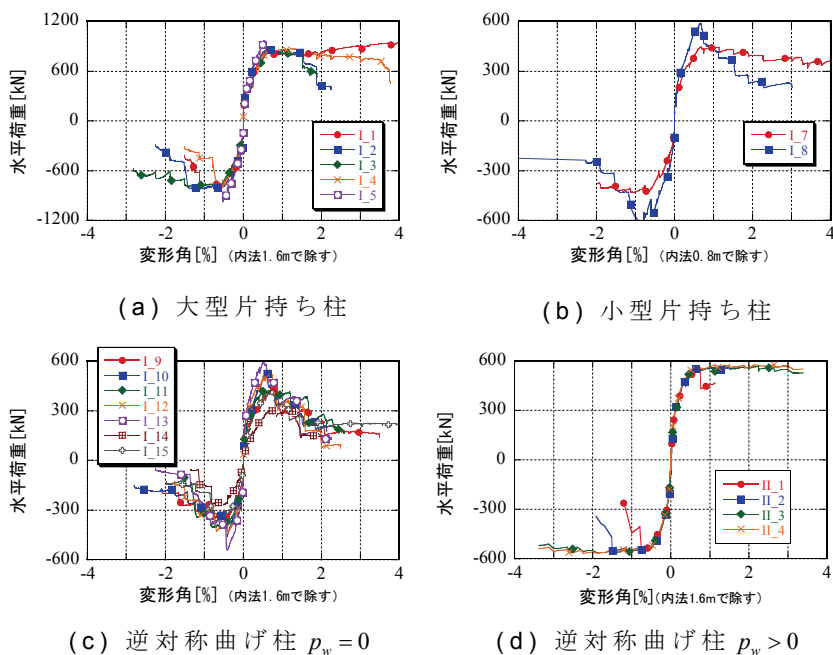


図 3-5 部材変形角と水平荷重の関係（骨格曲線）

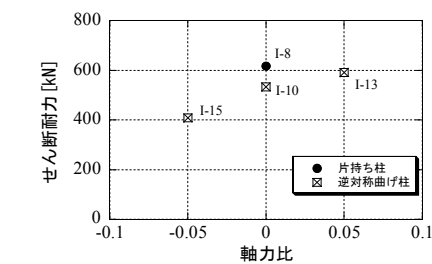


図 3-6 軸力とせん断耐力の関係

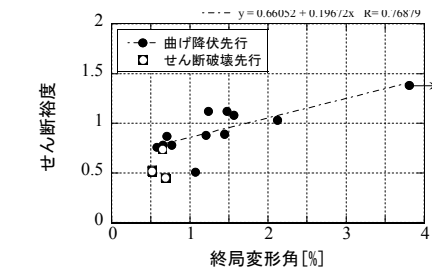


図 3-7 せん断裕度と変形性能

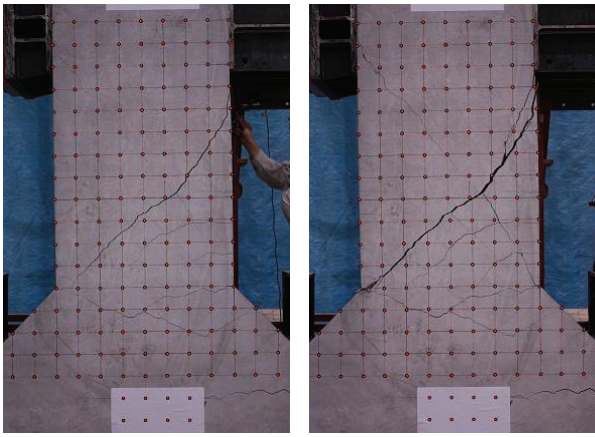
に示すような状態に至った。

せん断補強筋の無い逆対称曲げ柱では、 45° に近い角度の材端の斜めひび割れとその先端から延びる主筋列の割裂ひび割れ、または部材軸方向からの角度がやや小さい斜めひび割れの発生とともに耐力が低下しはじめた（図 3-4(d)）。その後の耐力低下の過程では、斜めひび割れの拡幅、主筋列の割裂、既存の斜めひび割れに近接した斜めひび割れの発生などの現象が観察され、図 3-4(e)に示すように、多方向の斜めひび割れを伴う複雑なひび割れ模様を呈した。実験終了段階では、全体的に見て、主筋列の割裂が顕著であった。なお、せん断補強筋を配した II-2~II-4 では主筋列の割裂が発生せず、さらに II-4 については、斜めひび割れも材端にしか発生しなかった。

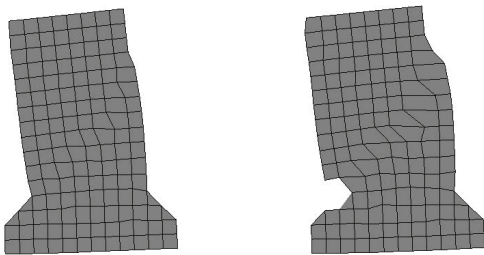
図 3-5 は、試験体形状およびシリーズ別に水平変位—水平荷重関係の骨格曲線をまとめたグラフである。試験体毎の曲線は、後述する解析結果との比較の際に示すこととし、ここでは省略する。せん断補強筋のない I シリーズについて見ると、片持ち柱に比して、逆対称曲げ柱の変形性能が全般的に劣っている。

図 3-6 は、曲げ降伏することなくせん断破壊した 4 つのケースで得られたせん断耐力を、軸力比（軸応力度／コンクリート圧縮強度比）を横軸に取って並べたグラフである。I-8 を除く 3 体の逆対称曲げ柱のケースに注目すると、せん断耐力は、圧縮軸力作用下で増大し、引張軸力作用下では減少している。また、その変化の幅は引張軸力作用下の方が大きい。I-8 と I-10 を比較すると、同じ $M/(Qd)$ であっても、片持ち柱である I-8 の方がせん断耐力は大きい。

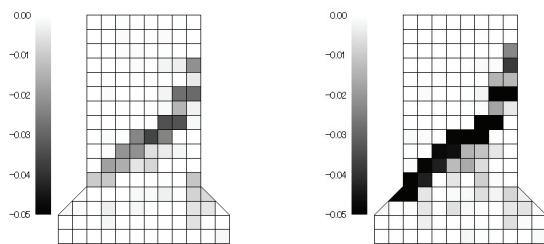
せん断スパン比が同じであるにもかかわらず、曲げ降伏後にせん断破壊するケースの変形性能や、せん断破壊が先行するケースのせん断耐力に違いが生じた原因は、以下のように推察する。斜めひび割れが発生した後、コンクリートの圧縮ストラットは部材軸に対してより低角になり、それが後続の耐荷機構を形成する。片持ち柱では、後続の圧縮ストラットが作用点と基部を結ぶ方向を持つのに対し、逆対称曲げ柱では対角方向となるため、



(a) 撮影した画像



(b) 変位図 (倍率×10)



(c) せん断ひずみコンター

図 3-8 画像計測の一次処理の例

(I-2 試験体)

(左) 破壊直前 (右) 破壊直後

み γ_{xy} のコンターである。ここで、図 3-8 の画像に示された試験体の正面を xy 平面とし、部材軸方向（鉛直方向）を x 、水平方向を y としている。 γ_{xy} は、4 つのターゲットからそれらで囲まれる中央 1 点の値、すなわち $100\text{mm} \times 100\text{mm}$ 領域の平均的な値として求めている。なお、図の右列の部材主要区間－ハンチ境界で見られるように、損傷と共にマーカーが剥がれ落ち、計測できない部分が若干生じた。

b) 部材厚増分および厚さ方向の平均ひずみ

せん断損傷との関連性が高いと推測される一つの指標を導入する。先の図 3-4 に示したように、損傷には、(i) 材端における 45 度に近い角度の斜めひび割れ、(ii) 部材軸に対してやや低角度の斜めひび割れや対角ひび割れ、(iii) 主筋列の割裂ひび割れという 3 つのパターンが想定される。(i)～(iii)のひび割れが拡幅するとき、いずれの場合も、部材の厚さ方向（載荷方向）に膨張が生じる。また、地震荷重を想定するとき、これらのひび割れは、部材軸に対して対称に近い 2 つの方向に発生しうる。そこで、次式による部

後者の圧縮ストラットの方が部材軸に対してより低角になる。圧縮ストラットに作用する応力度の上限がコンクリートの圧縮強度で規定されるとき、部材軸に対する角度が小さい圧縮ストラットの方が限界に達しやすいので、逆対称曲げ柱の方がせん断耐力が小さくなる。曲げ降伏が先行する場合は、変形の進行とともにせん断耐力が低下するため、それが変形性能の低下となって現れる。

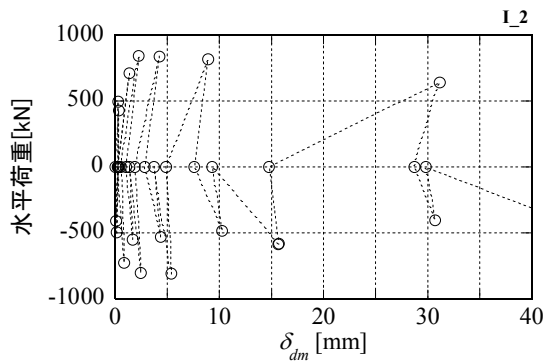
図 3-7 では、終局変形角を横軸、表 3-2 のせん断余裕度を縦軸として全ケースを整理した。せん断余裕度の大きい部材ほど変形性能に優れる傾向が認められる。

以上の事項は、いずれも既往の知見^{5)~9)}に合致する内容であり、部材性能の観点から特異な結果にはなっていないことが確認された。

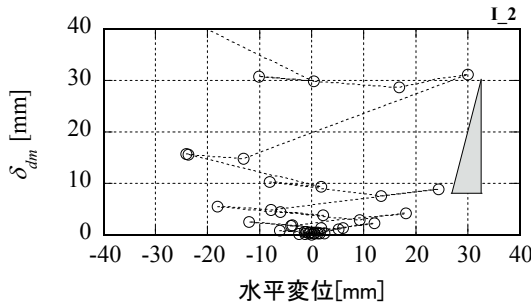
(3) 部材の横膨張を中心とした変位分布の分析

a) 画像計測結果の例

ケース I-2 を例として、画像計測の一次処理の概要を図 3-8 に示す。左段は耐力低下以前に撮影した中で最も後の載荷状態、右段は耐力低下開始後に撮影した中で最も早い段階の載荷状態である。上から順に、撮影した画像、10 倍の変位図、せん断ひずみ



(a) δ_{dm} と水平荷重の軌道



(b) 水平変位と δ_{dm} の軌道

図 3-9 δ_{dm} と荷重および δ_{dm} と水平変位の軌跡関係 (I-2 の例)

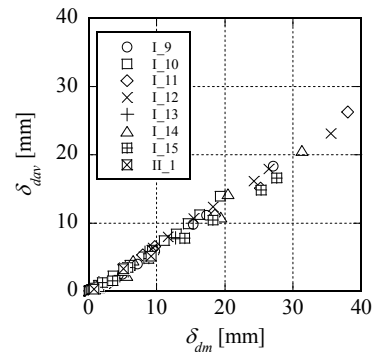
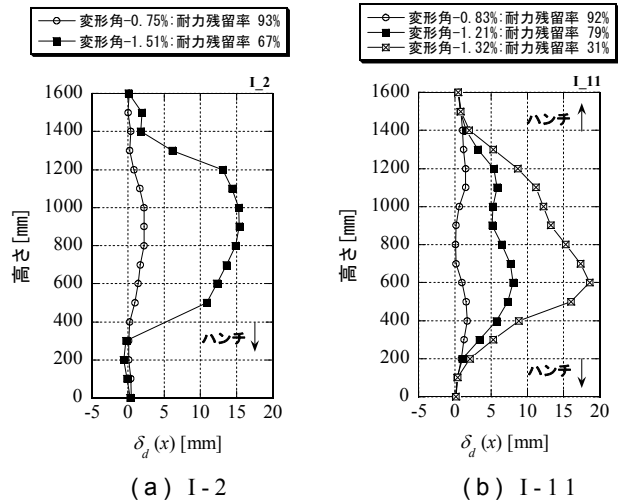


図 3-10 δ_{dm} と δ_{dav} の関係 (逆対称曲げ柱)



(a) I-2

(b) I-11

図 3-11 $\delta_d(x)$ の分布

材厚増分という指標を設ける。

$$\delta_d(x) = D(x) - D_0(x) \quad (3-1)$$

D_0 と D は、それぞれ元々の部材厚、および損傷後の見かけの部材厚である。

次に、部材長を L として、区間 $0 \leq x \leq L$ における $\delta_d(x)$ の最大値を δ_{dm} と置く。また、 δ_{dm} の初期部材厚 D_0 に対する比、すなわち厚さ方向の平均引張ひずみを ε_{dm} と置く。図 3-9 は、大型片持ち柱 I-2 を例に取って、 δ_{dm} と水平荷重、水平変位との関係を示している。図中の白丸が画像計測に基づくプロットであり、それらを点線で結んでいる。载荷が進行するにつれて徐々に δ_{dm} が増大している様子を見ることができる。図 3-9(b)中に灰色の三角形で示した勾配については、後で触れる。

c) 部材厚増分と他の変位・ひずみ指標の関係

部材厚増分 δ_{dm} 、および平均引張ひずみ ε_{dm} の輪郭をもう少し明確にするために、他の周辺指標との関係性について述べる。図 3-10 は、 δ_{dm} と、 $\delta_d(x)$ の部材軸に沿った平均値 δ_{dav} の関係である。平均化の対象区間長さ L は、ハンチを含まない部材長 (大型片持ち柱と逆対称曲げ柱では 1.2m、小型片持ち柱では 0.6m) とした。図中の 1 プロットが 1 時点の画像に対応する。また、同図では、折返し点、すなわち载荷された状態で撮影した画像からのデータを抽出した。両者の関係は 0.6~0.7 の勾配を有する線形比例に近く、相関性

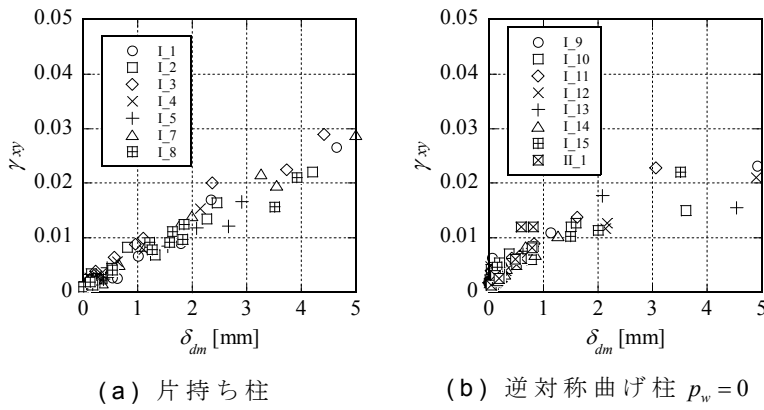


図 3-12 δ_{dm} とせん断ひずみ γ_{xy} の関係（載荷状態）

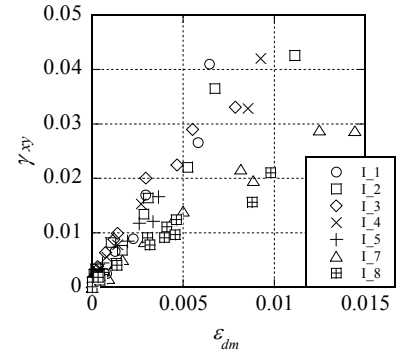


図 3-13 ϵ_{dm} とせん断ひずみ γ_{xy} の関係（片持ち柱、載荷状態）

も高い。図ではせん断補強筋の無い逆対称曲げ柱のグループを例にとったが、片持ち柱のグループについても同様の結果が得られた。

図 3-11 では、片持ち柱 I-2、逆対称曲げ柱 I-11 を例にとって、耐力低下過程の二、三の時点における部材厚増分の分布 $\delta_d(x)$ を示した。I-2 では、耐力低下が始まって間もない段階から δ_{dm} を最大値とする外側に凸の曲線形状を呈している。これは、斜めひび割れが左右の主筋と交差する位置をそれぞれ $x=x_l$ 、 x_r とするとき、 x_l と x_r でひび割れの拡幅が抑制され、主筋から最も離れる中間、すなわち $(x_l+x_r)/2$ で大きく拡幅しているためと考えられる。一方、I-11 の耐力低下開始直後では、上下 2 つの凸部が認められる。これは両材端の斜めひび割れの存在を反映している。その後、より低角の斜めひび割れや主筋列の割裂が発生すると、部材全長に渡って一様に $\delta_d(x)$ が増大し、結局は片持ち柱と同様の δ_{dm} を最大値とする外側に凸の曲線形状に近づいていく。 $\delta_d(x)$ の分布が、材端でゼロに近く、外側に凸の曲線形状を呈していることと、 $\delta_{dm} - \delta_{dav}$ 関係の勾配が 0.6~0.7 になっていることとは調和的である。図 3-10 は、この性質が損傷前後に渡る広範囲で成立することを意味している。

図 3-12 は、 δ_{dm} と 100mm×100mm 格子状領域の局所的なせん断ひずみ γ_{xy} の関係を示している。ここで参照している γ_{xy} は、全要素中の最大値である。図 3-8 のせん断ひずみコンターで言えば、最も黒く塗られた要素の値ということになる。片持ち柱、およびせん断補強筋の無い逆対称曲げ柱とも、図示した δ_{dm} が 5mm までの領域において、 γ_{xy} との間に高い相関性が認められ、勾配も全ケースを通じて類似している。 δ_{dm} が 5mm を超える領域では、ばらつきが激しくなり、有意な関係が得られなかった。一方、厚さ方向の平均引張ひずみ ϵ_{dm} と γ_{xy} との関係を示したのが図 3-13 である。こちらは、大型片持ち柱 (I-1~I-5) と小型片持ち柱 (I-7、I-8) で勾配が明瞭に分かれている。今回の実験シリーズにおいて、最大耐力点付近では、単一の斜めひび割れが卓越する傾向にあった。平均化された ϵ_{dm} と局所的な γ_{xy} の関係が、図 3-13 の比較的膨張の小さいレンジにおいて部材厚に依存したのは、こうしたひび割れ分散性の低さに起因していると考えられる。

d) 横膨張と耐力残留率の関係（載荷状態）

以降では、部材厚増分 δ_{dm} 、厚さ方向平均引張ひずみ ϵ_{dm} 、およびそれらに基づいて算定される二次的な指標と、耐力残留率との関係を調べる。

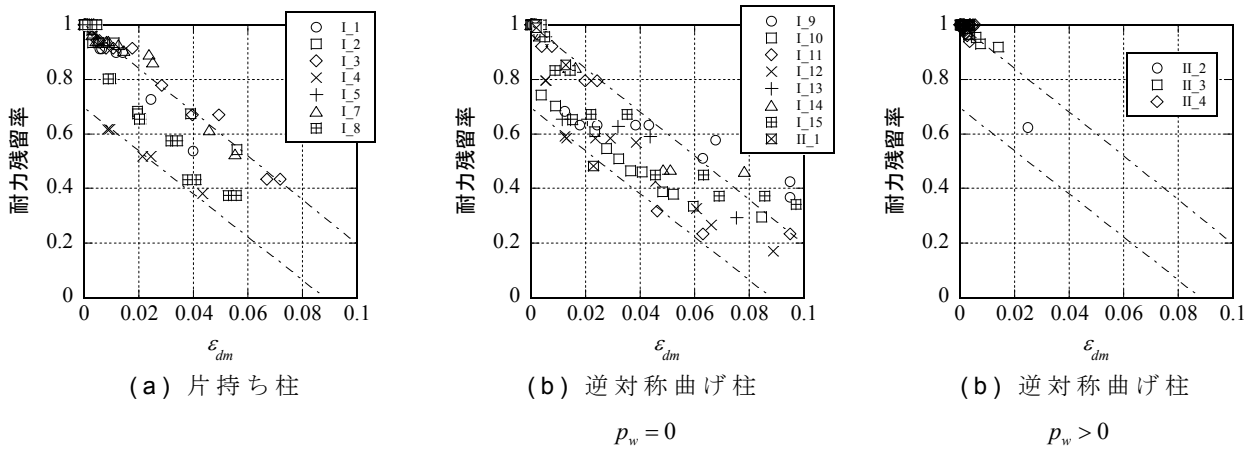


図 3-14 ε_{dm} と耐力残留率の関係（載荷状態）

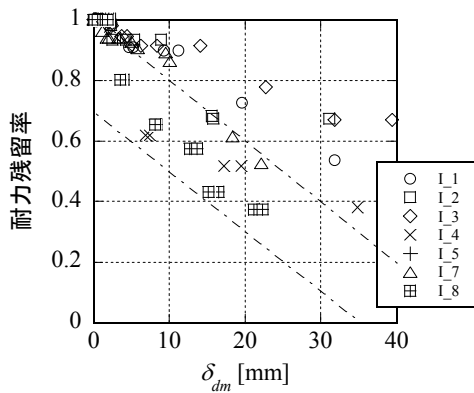


図 3-15 δ_{dm} と耐力残留率の関係
（片持ち柱、載荷状態）

全試験体を、片持ち柱 I-1～I-8、せん断補強筋の無い（せん断補強筋比 $p_w = 0$ ）逆対称曲げ柱 I-9～II-1、せん断補強筋を有する（ $p_w > 0$ ）逆対称曲げ柱 II-2～II-4 の 3 つのグループに分けて、厚さ方向の平均引張ひずみ ε_{dm} と耐力残留率の関係を整理した結果が図 3-14 である。縦軸の耐力残留率は、着目時点における正負の小さい方の残留耐力を最大耐力で除した値とした。片持ち柱、およびせん断補強筋が配されていない逆対称曲げ柱では、一定の幅を有する右下がりの帯状領域が形成されている。この領域のおおよその上下限は次式で表すことができる。

$$0.7 - 8\varepsilon_{dm} \leq \frac{V_{rsd}}{V_{max}} \leq 1.0 - 8\varepsilon_{dm} \quad (3-2)$$

ここで、 V_{rsd}/V_{max} は耐力残留率である。図 3-14 の 3 つのグラフそれぞれに描き込んでいる 2 本の一点鎖線は、上式を表している。せん断補強筋が配されている II-2～II-4 はほとんど厚さ方向の引張ひずみが発生していない。

片持ち柱については、部材厚の異なる大小の試験体があるので、 δ_{dm} と ε_{dm} のいずれを横軸に取るかによってグラフの様相が変わる。図 3-15 は、部材厚増分 δ_{dm} を横軸にとって

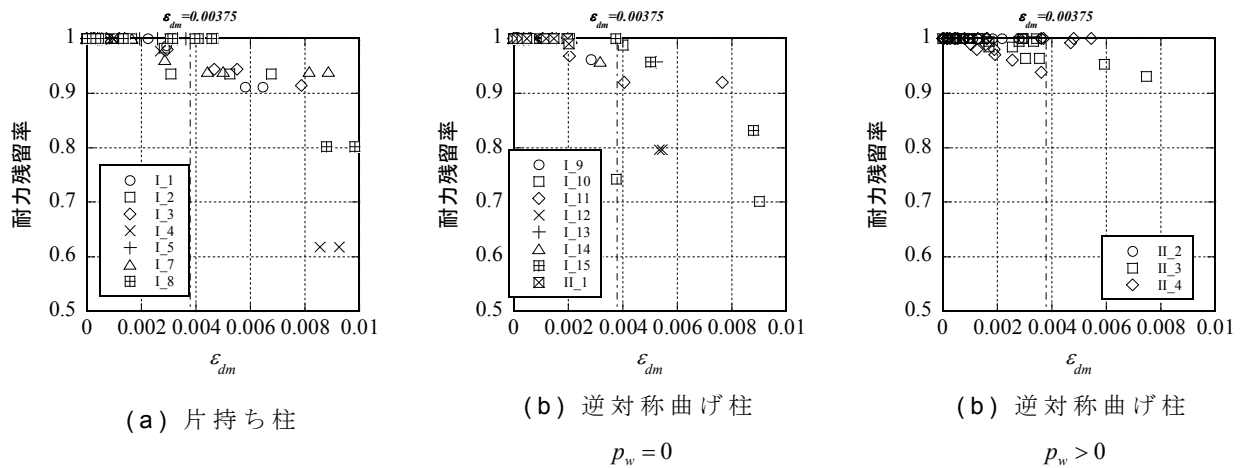


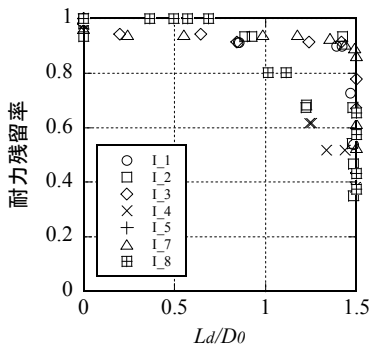
図 3-16 ϵ_{dm} と耐力残留率の関係 ($\delta_{dm} \leq 5\text{mm}$ の領域の拡大)

同様の整理を行った結果である。図 3-14(a) に比してばらつきが増大している。せん断補強筋比が小さく、最大耐力点付近では損傷が単一の斜めひび割れに集中するような部材においてもなお、平均化された ϵ_{dm} の方が、耐力残留率と良好な相関を示している。仮にひび割れ面を横切る鉄筋が無かったとすると、斜めひび割れの幅という局所的な変形を強く反映している指標 δ_{dm} との相関の方が高かったのではないかと推測する。平均化された ϵ_{dm} を用いて整理した方がばらつきが小さいのは、耐力低下過程で、主筋のダボ作用が、ひび割れ面近傍からの付着劣化や、主筋列に沿ったコンクリートの割裂等、ひび割れ面以外への損傷領域の拡大・平均化をもたらすためと考えている。

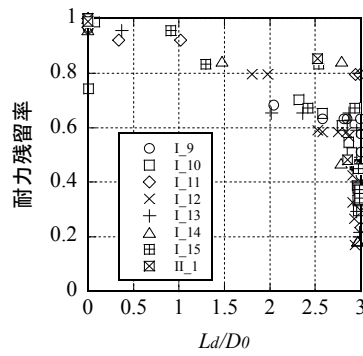
e) 横膨張区間の長さ と耐力残留率の関係 (載荷状態)

続いて、横膨張が発生している区間の部材軸方向への広がりに着目する。まず、横膨張していると判定する区間を設定するために、図 3-14 の横軸 5mm 以下の領域を拡大したグラフを図 3-16 に示す。このレンジでは、画像計測の分解能も無視できなくなるため、値の信頼性がやや劣るが、 ϵ_{dm} としておおよそ 0.3~0.5% の領域が耐力低下の開始と関連している。その中で、図 3-16(b) の I-10 のプロットが、0.375% という最も小さな ϵ_{dm} で 10% 以上の耐力低下を生じているので、ここでは、 ϵ_{dm} が 0.375% 以上の区間を横膨張区間 L_d とすることにした。図 3-17 は、 L_d を初期部材厚 D_0 で無次元化した量 L_d/D_0 と耐力残留率との関係である。 L_d/D_0 が 1 以下の領域では、I-10 の例外を除いて、片持ち柱、逆対称曲げ柱のいずれにおいても、耐力がほとんど低下していない。45° の斜めひび割れが一様に拡幅した場合、概ね $L_d/D_0=1$ の区間が横膨張することになるから、斜めひび割れの方法が部材軸に対して通常 45° 以下であることを考え合わせると、自然な結果といえる。I-10 が例外的なプロットになっているのは、0.375% という閾値の設定の仕方に依存している。ただし、I-10 が目立って小さな ϵ_{dm} で耐力低下に至った原因は明確化するに至らず、現時点ではばらつきの範疇と考えている。

再び図 3-17 を見ると、耐力残留率が 0.5 以下まで低下している段階では、厚さ方向に膨張する領域がほぼ部材全長 (片持ち柱で $L_d/D_0=1.5$ 、逆対称曲げ柱で $L_d/D_0=3.0$) に渡っている。したがって、横膨張区間の長さもまた、耐力低下の進行との関連性を有している。



(a) 片持ち柱



(b) 逆対称曲げ柱 $p_w=0$

図 3-17 L_d/D_0 と耐力残留率の関係 (載荷状態)

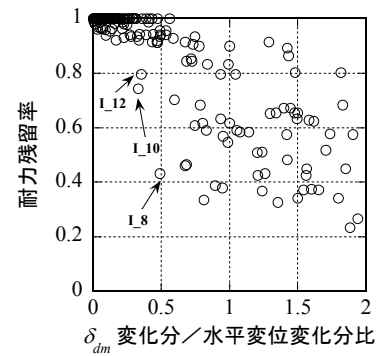


図 3-18 v と耐力残留率の関係 (載荷状態)

f) 水平変位増分に占めるせん断成分の割合と耐力残留率の関係 (載荷状態)

試験体上下間の相対水平変位の変化を曲げ成分とせん断成分に分離しうるならば、せん断成分の全体に占める比もまたせん断破壊の判定指標となりうる。この考え方を延長して δ_{dm} を上記のせん断成分の代替とみなし、 δ_{dm} の変化と水平変位の変化の比 (図 3-9 にて灰色の三角形で示している勾配) v を取り上げる。

$$v_i = \frac{\delta_{dm}^i - \delta_{dm}^{i-1}}{|u_h^i - u_h^{i-1}|} \quad (3-3)$$

ここで、 u_h は水平変位、 i は折返し点の識別番号である。

式(3-3)によって評価した v と耐力残留率の関係が図 3-18 である。図には、全ケースの結果をまとめて描いた。 v が 0.33 以下の領域では 90% 以上の耐力が残留している。これに対して、 v が 0.56 を超える領域では、耐力残留率が 1 に近いプロットが無くなっている。大局的に見ると、(図中に試験体名を記した 3 点が例外となってしまうが) 概ね v が 0.5 を超えるか否かが耐力低下開始の境界になっている。

g) 横膨張と耐力残留率の関係 (除荷状態)

非線形有限要素解析の結果を評価する場面では、載荷状態を参照することが可能だが、地震後の点検結果を評価する場面では、除荷状態の情報により有用である。そこで、図 3-19 において、除荷状態の画像から抽出したデータを先の図 3-14 と同じ要領で整理した。同図には、再び式(3-2)の範囲を一点鎖線で記入した。図 3-14 と図 3-19 とを比較するかぎり、特段の差異が無いように見受けられる。図 3-9 に例を示したとおり、一度増大した ε_{dm} は、除荷しても減少しにくい性質がある。両図の変化の度合いが小さいことは、この性質を反映している。よって、式(3-2)は、除荷状態を対象とした場合も、そのまま適用できると考えられる。なお、既往の研究では、耐力低下に至っていない段階のせん断補強筋を有する部材について、除荷時のせん断ひび割れ幅の残留率として 0.5 を下回る値が示されていることから^{10)、11)}、これはせん断補強筋が小さい部材特有の性質と考えられる。

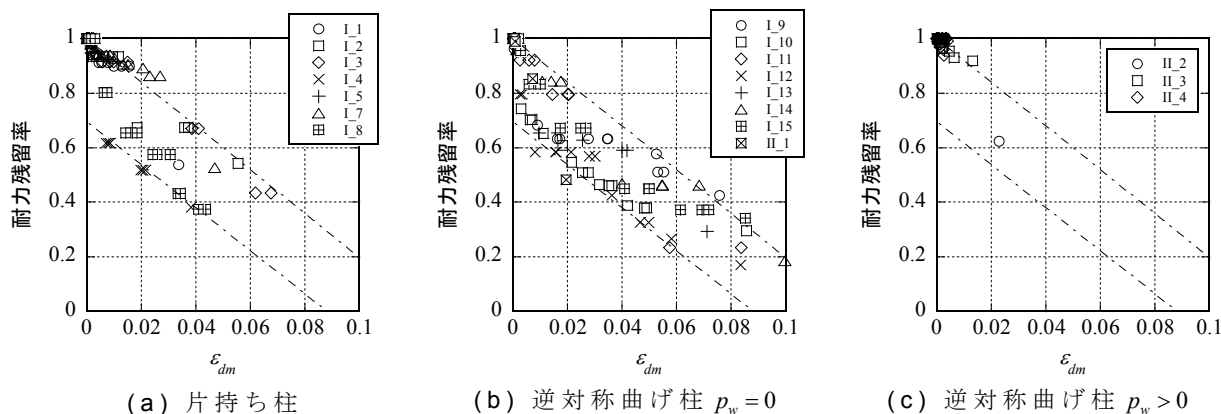


図 3-19 ϵ_{dm} と耐力残留率の関係 (除荷状態)

h) 総合

分析の結果は、以下のようにまとめられる。

せん断破壊の進行度合は、部材の厚さ方向の平均引張ひずみ ϵ_{dm} を参照した式(3-2)によって評価することができる。せん断補強筋比の小さい部材において、一度発生した斜めひび割れ・付着割裂ひび割れは閉じにくい性質があるため、 ϵ_{dm} は載荷折返し点と除荷点で大差を生じない。したがって、式(3-2)は、除荷状態を参照した場合にも適用性がある。

厚さ方向の平均引張ひずみ ϵ_{dm} が 0.375% を超える区間の長さが部材全長に渡っているとき、耐力が最大時の半分程度まで低下している可能性がある。

部材厚増分 δ_{dm} の変化と水平変位の変化の比 ν が 0.5 を超えている場合、ほぼ確実に部材は耐力低下過程にある。

なお、今回の実験では、せん断スパン比、繰返しの有無、荷重分布などをパラメータとしていないので、式(3-2)は今後さらにデータを蓄積して検証する必要がある。同式の適用範囲には、現時点ではせん断補強筋を有する部材が含まれないが、II-2～II-4 の実験結果から分かるように、そうした部材はそもそも靱性が発揮されて耐力低下に至りにくい傾向があるので、相対的には議論の必要性が低いと考えている。

3.3 材料非線形解析による横膨張の再現性

(1) 解析条件

せん断破壊して厚さ方向の膨張を呈した I シリーズの試験体のうち、最大荷重を得るに至らなかった No.5 を除く 13 体を解析対象として有限要素解析を行った。発電所の地中構造物の解析で実績が積み重ねられている点も踏まえ、解析コードとして、分散ひび割れ・分散鉄筋の概念に基づいた詳細な材料非線形構成則を備えている COM3D-2011¹²⁾ を用いた。大型片持ち柱 (No.1-4)、逆対称曲げ柱 (No.9-15) それぞれの要素分割を図 3-20 に示す。使用した要素種類は 8 節点の一次ソリッド要素で、奥行き方向は 1 分割とし、試験区間の要素の一辺は 200mm 以下になるようにした。Gauss 点は一方向当たり 2 点とした。ハンチ筋の存在を考慮して鉄筋の設定を行った。小型片持ち柱 (No.7、8) については、分割はそのままに、大型片持ち柱の要素寸法を 1/2 倍したものをを用いた。

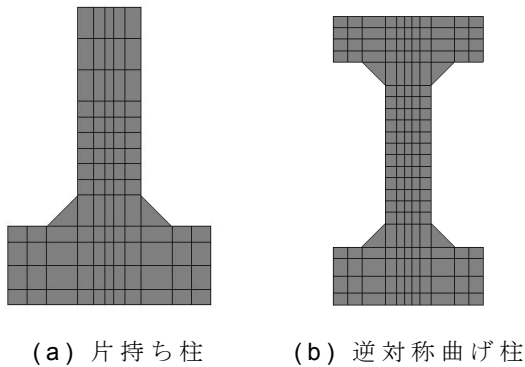


図 3-20 要素分割

表 3-5 材料特性の設定値

No.	圧縮強度 低減	引張強度 低減	c値		
			無筋要素およびRC 要素主筋直交方向	RC要素の主筋方向 (一般)	RC要素の主筋方向 (塑性ヒンジ)
I-1	100%	60%	5.0	5.0	5.0
I-2	100%	60%	5.0	5.0	5.0
I-3	100%	60%	5.0	2.0	2.0
I-4	100%	60%	5.0	0.4	5.0
I-7	100%	60%	2.0	0.4	2.0
I-8	80%	60%	2.0	2.0	2.0
I-9	100%	60%	2.0	0.4	2.0
I-10	100%	60%	2.0	0.4	0.4
I-11	100%	60%	2.0	0.4	2.0
I-12	100%	60%	2.0	0.4	0.4
I-13	100%	60%	2.0	0.4	0.4
I-14	100%	60%	2.0	0.4	2.0
I-15	荷重-変位関係を追跡できる条件得られず				

水平方向を X、奥行き方向を Y、鉛直方向を Z として、境界条件を記す。片持ち柱の解析では、底面全節点の XYZ 三方向変位を拘束し、載荷点の高さに位置する全節点に X 方向変位を入力した。逆対称曲げ柱の解析では、上スタブ上面の全節点の XYZ 三方向変位、および下スタブ側方の全節点の Y 方向変位を拘束し、下スタブ下面の全節点に Z 方向荷重を、下スタブ側方の全節点に同一の X 方向変位を入力することによって逆対称曲げの条件を模擬した。

(2) 荷重-変位関係の再現

材料試験で得られたコンクリートの強度とソフトウェアの推奨する c 値（引張軟化領域の勾配を定めるパラメータで、鉄筋を含む要素に対して 0.4、無筋の場合は 200mm×200mm の要素に対して 2.0）を用いて試解析を行ったところ、最大耐力や変形性能を大きめに評価する傾向が認められた。そこで、せん断補強筋の無い部材の耐力低下過程における図 3-4(c)、(e)の複雑な様相まで追跡するに当たり、コンクリートの圧縮強度、引張強度、引張軟化領域の勾配を定める c 値を一旦パラメータとして試行錯誤を行い、水平荷重-上下材端間水平変位関係が実験と整合する解析条件による結果を、ここでは信頼することにした。なお、試験区間に特段扁平な要素を設けていないことを踏まえ、無筋要素の c 値を方向によって変えることはしなかった。結果的に整合性が良好であった条件を一覧にして表 3-5 に示す。I-15 だけは、一連の試行の中で荷重-変位関係を再現できる条件が得られなかった。

コンクリートの引張強度は、全ての解析ケースで 60%まで低減したときに、水平変位の小さな領域における荷重が実験値に近づいた。これには、実験側にも原因があると考えている。実験では、載荷前の段階で、コンクリートの収縮や、試験体を固定するための締付け荷重により、一定の初期応力が発生していた可能性がある。

c 値は、全般的にソフトウェアの推奨値よりも大きめの設定となった。今回の実験では、多くのケースで主筋列の割裂が生じたが、分散ひび割れ・分散鉄筋の概念に基づく鉄筋コンクリート要素では、主筋列の割裂が表現されないの、それに相当するレベルの劣化をもたらすために、c 値を大きくする措置が必要になったと考えられる。なお、比較する実験結果が無い実用の場面では、このような試行錯誤はできないが、例えば耐力や変形性能を小さく評価する方が安全側であるような場合、c 値を大きく設定することによって、せ

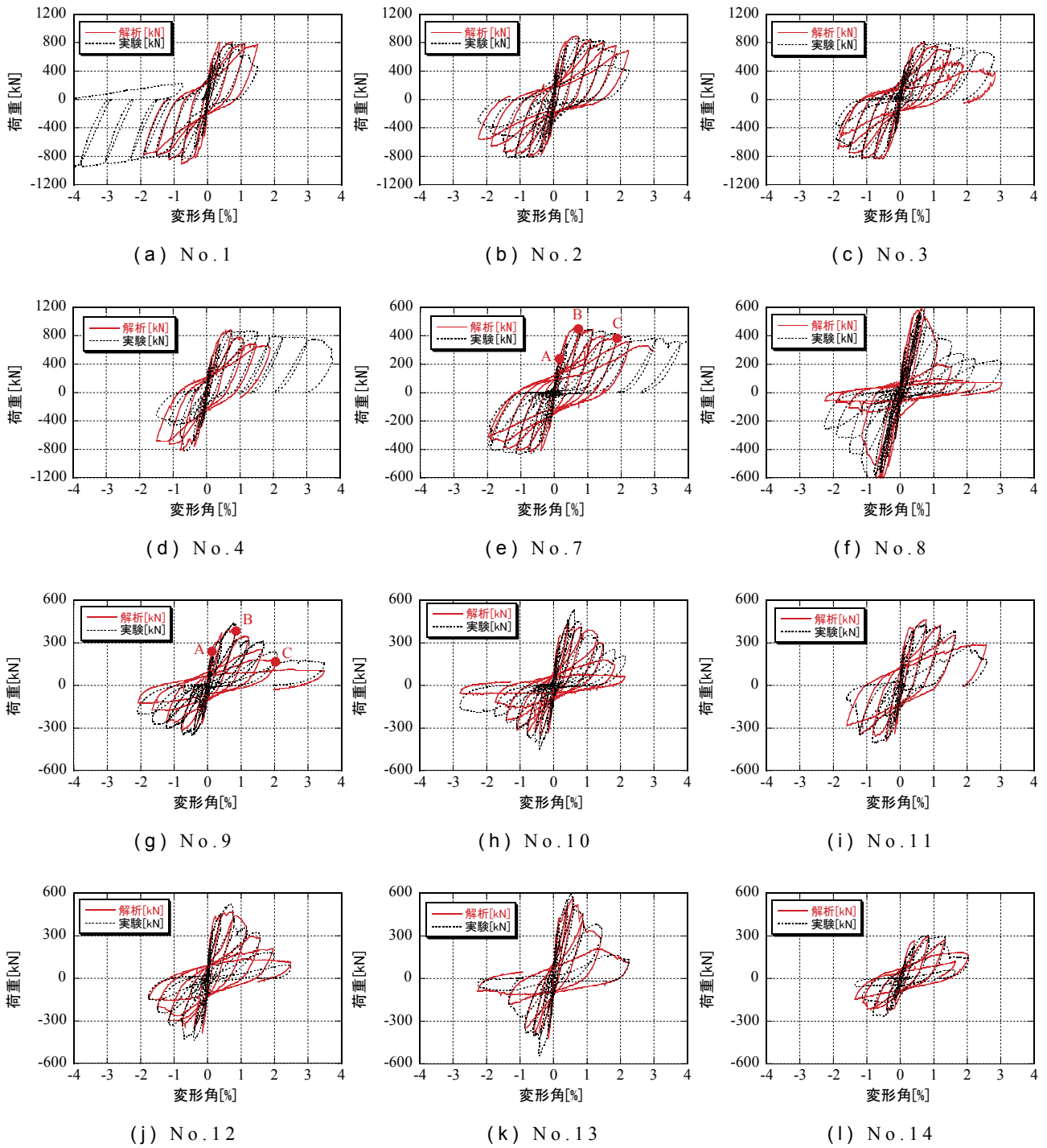


图 3-21 荷重—変位関係 [解析]

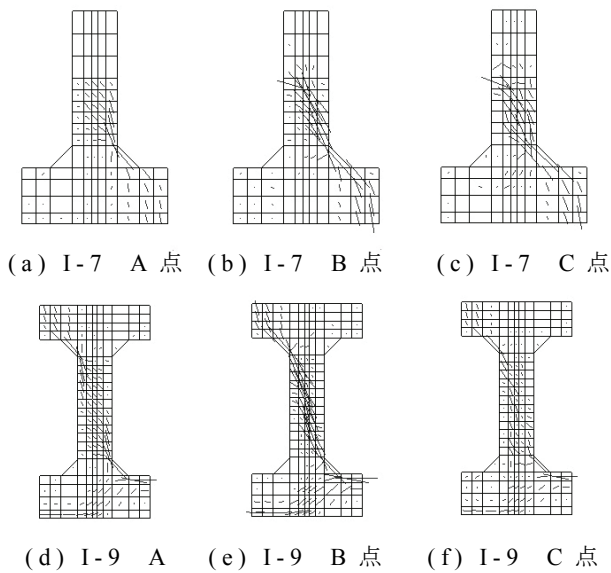


図 3-22 水平変位の進行と圧縮主応力

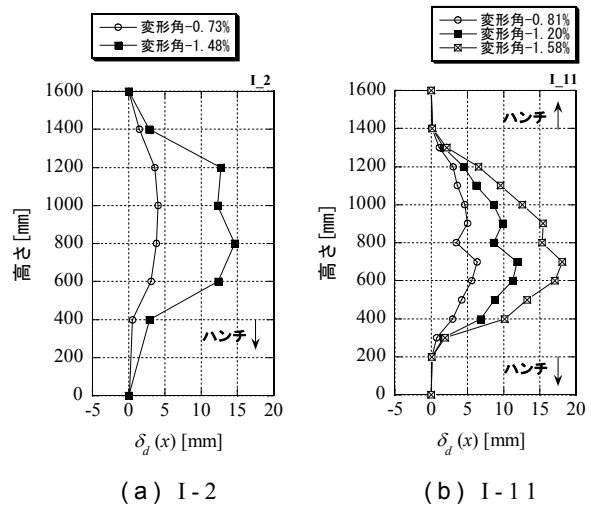


図 3-24 $\delta_d(x)$ の分布 [解析]

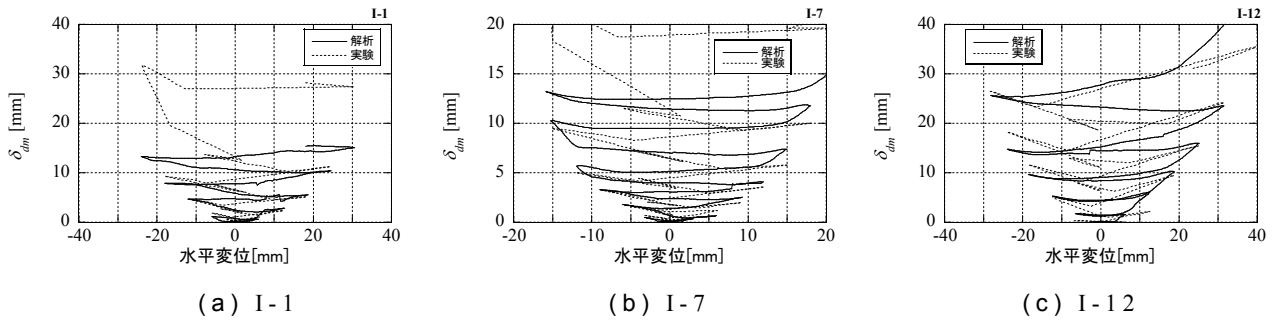


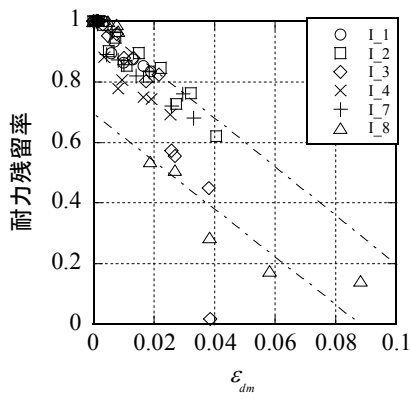
図 3-23 水平変位 - δ_{dm} 関係 [解析]

ん断補強筋の無い部材の耐力低下過程を評価しようと考えている。表 3-5 の条件で解析した各ケースの荷重－変位関係を図 3-21 に示す。図には、実験結果を点線で合わせて記した。横軸に示している変形角はハンチを含めた内法長さで除した値である。

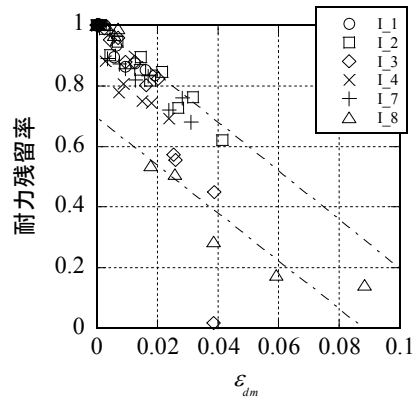
図 3-22 では、片持ち柱 I-7 と逆対称曲げ柱 I-9 を例にとって、载荷の進行に伴う圧縮主応力図の推移を示した。図 3-21(e)、(g) に書き込んでいるように、A 点が最大耐力発揮前、B 点が最大耐力点、C 点が変形角 2% の点に対応している。主応力の大きさと線の長さの関係は各ケースで統一しており、I-7 では(b)図の最長の線が 15.2N/mm^2 、I-9 では(e)図の最長の線が 12.4N/mm^2 を表す。B 点に着目すると、片持ち柱では载荷点とハンチの起点を結ぶ方向、逆対称曲げ柱では対角方向に、それぞれ圧縮ストラットが発達している。次に C 点を見ると、耐力を維持している片持ち柱では依然として B 点と同様の圧縮ストラットを確認できるが、逆対称曲げ柱ではそれが劣化している。

(3) 横膨張－水平耐力残留率関係の再現性

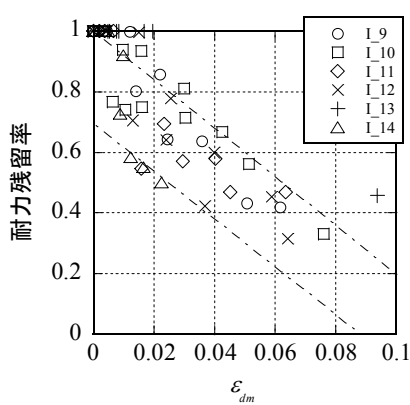
次に、表 3-5 の条件設定の下で得られた解析結果から部材厚増分を抽出して整理する。図 3-23 はその例であり、図 3-9(b)と同じように水平変位と部材厚増分との関係を示している。ここでの部材厚増分も、実験結果を整理したときと同様、部材軸方向に沿って得られる値の中の最大値を抽出したものである。図には、実験結果を点線で描き加えている。



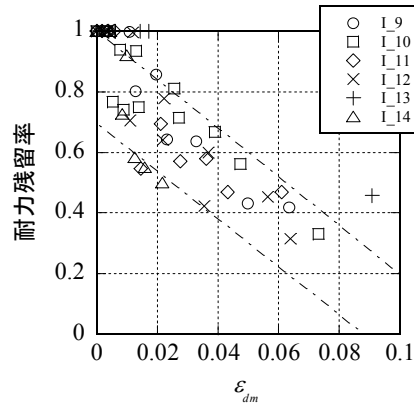
(a) 片持ち柱（折返し点）



(b) 片持ち柱（除荷点）



(c) 逆対称曲げ柱（折返し点）



(d) 逆対称曲げ柱（除荷点）

図 3-25 ϵ_{dm} と耐力残留率の関係 [解析]

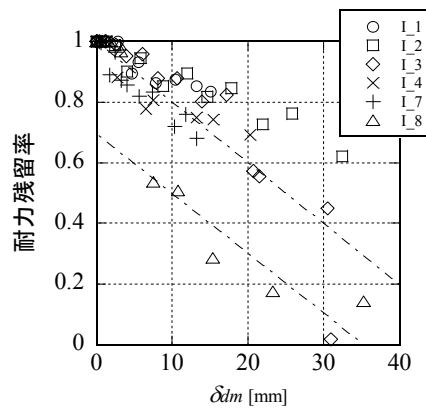


図 3-26 δ_{dm} と耐力残留率の関係
(片持ち柱、折返し点) [解析]

正負いずれの方向に載荷されても、部材厚増分は増大の一途を辿っており、一度拡幅した斜めひび割れが容易に閉じない様は解析でも再現されている。軌道は、完全に一致するという程ではないが、骨格曲線は概ね合致している。

図 3-11 と同じ二つの例 I-2 と I-11 を取り上げて、同レベルの変形角に対応する部材厚増分の分布を示したのが図 3-24 である。部材全長に渡って横膨張が進行し、外側に凸の形状を有している点も良く再現されている。ただし、実験では主筋列の割裂が卓越したのに対し、解析では横膨張の大部分を生成しているのが主筋列を含まない無筋要素である

ことを最大主ひずみのデータから確認しており、要素単位の微視的レベルまでひずみ分布が合致しているわけではなかった。

最後に、図 3-14、図 3-19 とおなじ要領で、 ε_{dm} と耐力残留率との関係を図 3-25 に整理し、再現精度を確認した。片持ち柱と逆対称曲げ柱、折返し点と除荷点の区別による 4 通りの結果を示している。鎖線が表わしているのは実験的に得られた式(3-2)の範囲である。また、図 3-26 には、図 3-15 と対比できるように、 δ_{dm} と耐力残留率との関係を示した。(i) ε_{dm} - 耐力残留率関係が 2 本の鎖線の間によく集まっている点、(ii) 載荷状態と除荷状態でほとんど変化がない点、(iii) δ_{dm} を横軸にとると、大型片持ち柱のケースが鎖線より右上の領域にばらつく点の実験と整合している。現在の材料非線形解析の精度は、 ε_{dm} を指標とした評価が可能な段階にあると考えられる。

3.4 まとめ

(1) 片持ち形式の柱 7 体と、逆対称曲げ形式の柱 11 体に対して正負交番の静的荷重を加え、画像から損傷の進行に伴う変位分布の変化を計測した。載荷時点および除荷時点における部材の横膨張（部材厚増分） δ_{dm} 、それを初期の部材厚で除した平均引張ひずみ ε_{dm} 、横膨張が生じている区間長、水平変位増分に占めるせん断成分の割合といった指標と、水平耐力の残留率との関係を整理した。 δ_{dm} や ε_{dm} の増大に対して、水平耐力の残留率は単調に減少した。せん断補強筋が少なく、最大耐力時点における斜めひび割れの分散性が低かったにも関わらず、 δ_{dm} よりも平均化された ε_{dm} と耐力残留率の関係の方がばらつきが小さかった。これは、最大耐力時点で分散性が低くても、耐力低下の過程では、主筋のダボ作用が損傷領域を拡大・平均化する効果をもたらすためと考えている。

(2) ε_{dm} は載荷過程で一度増大すると除荷過程で減少しにくい性質を持つため、載荷状態に着目して得た ε_{dm} - 耐力残留率関係式は除荷状態の評価にも適用できることが分かった。

(3) 鉄筋とコンクリートの材料非線形性を考慮した有限要素解析を用いて実験のシミュレーションを行い、横膨張の再現精度を確認した。今回の実験では、損傷の中でも主筋列の割裂が重要な部分を占めていたが、それを直接表現することが難しい分散ひび割れ・分散鉄筋の概念に基づく解析モデルでも、コンクリートの引張軟化パラメータを大きく設定する（引張強度到達後、より急激に応力を低下させる）ことによって、実験結果と整合する水平変位 - 水平荷重関係が得られた。解析的に得られた変位分布から、再び ε_{dm} と水平耐力の残留率との関係を整理したところ、水平変位 - 水平荷重関係が実験結果と整合する解析条件の下では、同関係についても実験結果を概ね再現できていた。

参考文献

- 1) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，2008.
- 2) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和男，岡村甫：せん断補強筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No.372/V-5，pp.167-176，1986.8
- 3) 二羽淳一郎，前田詔一，岡村甫：ディープビーム的な RC 部材の設計方法に関する提案，第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.357-360，1983.
- 4) 酒井理哉，松尾豊史，鬼束俊一，原田光男：円筒型 RC 構造物の局所変形箇所における

画像計測, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1141-1146, 2001.

- 5) 田村隆弘, 重松恒美, 原隆, 中野修治: 軸方向引張り力を受けるRC梁のせん断耐力に関する実験的研究, コンクリート工学論文集, 第2巻, 第2号, pp.153-160, 1991.7
- 6) 白石一郎, 若松慎哉, 滝沢一孝, 高木仁之: 引張軸力を受けるRC柱のせん断抵抗機構に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp. 1045-1060, 2001.
- 7) 荒川卓, 末永政悦: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その51-部材の塑性率と帯筋量の関係について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1513-1514, 1977.10
- 8) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), 1990.
- 9) Biskinis, D. E., Roupakias, G. K., and Fardis, M. N.: Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacements, *ACI Structural Journal*, Vol.101, No.6, pp.773-783, 2004.11-12
- 10) 福山洋, 諏訪田晴彦, 磯雅人, 松崎育弘, 中野克彦, 笠原美幸: RC部材のせん断ひび割れに係わる損傷限界の評価(その1 柱、梁部材の場合), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.13-14, 2000.9
- 11) 半田土昌, 中村陽介, 香取慶一, 林静雄: RC柱の損傷過程におけるせん断ひび割れ挙動評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.217-222, 2004.
- 12) Maekawa, K., Pimanmas, A., and Okamura, H.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, 2003.

4章 水平二方向荷重を受ける壁体のポスト ピーク領域における挙動 — 部材の面内方向の残留耐荷性能 —

4.1 はじめに

火力・原子力発電所の地中構造物には、管路の折れ曲がり部、ハの字形平面を有する漸拡・漸縮部、水路の最奥部にせん断壁を有する取水ピットなど、部材の面内抵抗が地震応答に大きな影響を及ぼす例が含まれている。そこで、本章前半では、面内せん断および面内外二方向の荷重を受ける壁体に着目し、主として水平耐力維持限界以降における鉛直変位の挙動を実験的に捉える。後半では、上記の実験で面内荷重を与えたケースを基本モデルとした数値実験を行い、面内せん断を受ける面部材の水平耐力低下と密に関連する変形指標を抽出する。

面部材の面内挙動に関しては、過去多くの研究が行われており、多くは2つの系統に分類することができる。一つは、純せん断を受ける面「要素」の挙動に関する研究であり、そこで得られた知見は、有限要素解析の平面要素モデルの開発に活用されている^{1)~7)}。もう一つは、面内曲げせん断を受ける耐震壁の挙動に関する研究であり、面部材を線要素の集合体に置換するマクロモデルや変形性能の評価式へと発展している^{8)~13)}。壁体の三次元問題を扱った研究として、勝俣ら¹⁴⁾や平石ら¹⁵⁾が、水平二方向に強制変形を与える実験を行っている。勝俣らは、シングル配筋された壁厚50mm、縦横比0.62の試験体に対して、軸力比にして0.25の鉛直荷重を与え、5種類の角度から変形を加えている。その結果、面内耐力が面外変形の影響をあまり受けないこと、面内方向の靱性は面外変形の影響を受けて低下すること、面内変形がわずかでも存在すると面外耐力が低下すること、などの知見を得ている。平石らは、ダブル配筋された壁厚80mm、壁部分の縦横比1.54の試験体に対して、軸力比にして0.3~0.35の鉛直荷重を与え、面内変形を与えてからそれと同量の面外変形を正負に加えるという順序で載荷を行っている。そして、特に側柱の応力状態について詳しく論述している。しかし、これら既往の研究は、本研究の対象構造物に比して軸力比が高く、また、鉛直変位や、水平耐力低下の程度に連動する変形指標といった事項については言及されていない。そこで、軸力比が小さく、側柱を持たない壁体の挙動を調べるための載荷実験を行った。

4.2 壁単体の水平二方向載荷実験

(1) 計画

a) 概要

頂部に面内水平変位と鉛直荷重、底部に面外水平変位を課す図 4-1 の境界条件の下で、壁体が鉛直荷重を保持できなくなるまで変位制御で水平二方向載荷を行う。なお、以降の記述において、面内方向を X、面外方向を Y、鉛直方向を Z と定める。実験ケースの一覧を表 4-1 に示す。試験体は壁単体 6 体と、3 連 1 層架構付き壁 1 体の計 7 体である。

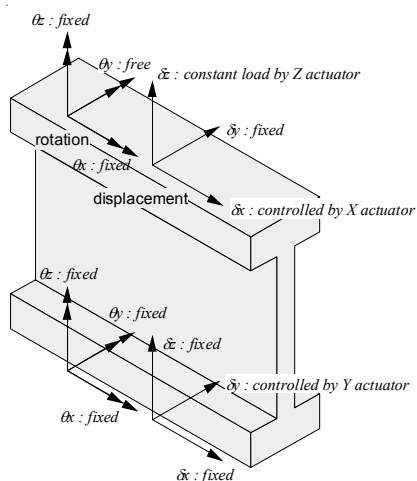


図 4-1 境界条件

表 4-1 実験ケース一覧

	試験体名	強制変位の方向 X:Y	载荷パターン	軸力 [kN]
壁単体	XM	1:0	単調	270 (0.067)
	XR	1:0	繰返し	270 (0.067)
	YM	0:1	単調	270 (0.067)
	YR	0:1	繰返し	270 (0.069)
	XYM	1:5	単調	270 (0.069)
	XYR	1:5	繰返し	270 (0.069)
架構付き	WF	1:0	繰返し	460 (0.068)

括弧内は軸力比

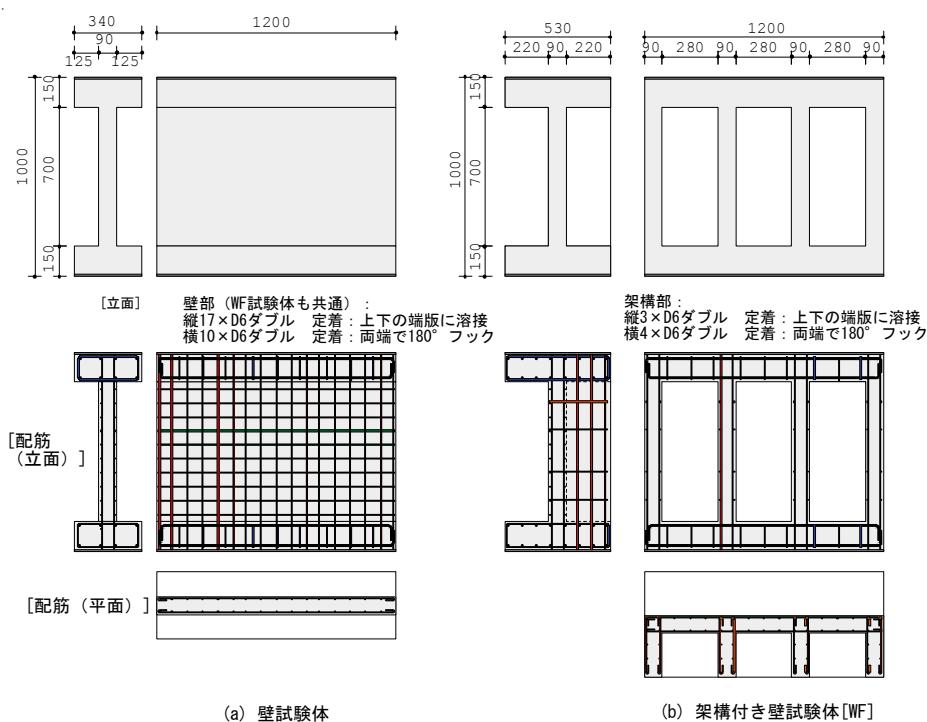


図 4-2 試験体の形状と配筋

壁 6 体の実験パラメータは強制変位を与える方向と繰返しの有無である。面内、面外、水平二方向同時のそれぞれについて単調／繰返しの 2 ケースを設けている。架構付き壁の载荷方向は X 方向である。

b) 試験体

壁試験体の寸法は、図 4-2 に示すように、幅 1200mm×厚さ 90mm×高さ 700mm とした。架構付き壁は、これと同じ寸法の壁の片側に、奥行 220mm の 3 連 1 層架構が接続した形状とした。配筋は、6 体の壁体、および架構付き壁の壁部分において、縦筋比、横筋比とも約 1.0% となっている。縦筋を面外曲げに対する主筋と捉えて引張鉄筋比に換算すると 0.60% である。縦筋は上下端の鋼板に溶接し、横筋は端の縦筋位置で 180° のフックを設けて定着した。横筋を縦筋の外側に配置した。

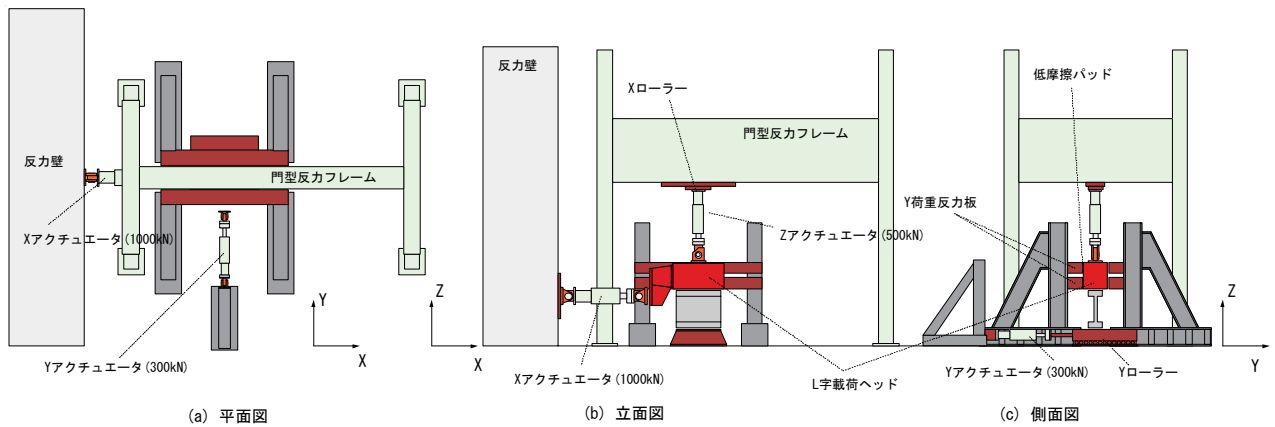


図 4-3 荷装置

c) 材料

コンクリートは、セメントとして普通ポルトランドセメントを、粗骨材として 6 号砕石を用いて作成した。打設は夏季に 2 度に分けて行った。1 度目に XM、XR、YM の 3 体、2 度目に残りの 4 体を作成した。打設後は湿布養生を行った。材料試験によるコンクリートの特性は、1 度目に打設したものが圧縮強度 37.1N/mm^2 、ヤング係数 29400N/mm^2 、割裂強度 3.36N/mm^2 、2 度目に打設したものが圧縮強度 36.3N/mm^2 、ヤング係数 26900N/mm^2 、割裂強度 3.04N/mm^2 であった。鉄筋は、縦横とも D6 を用いており、引張試験から、降伏強度 382N/mm^2 、引張強度 534N/mm^2 という値を得た。

d) 荷装置

荷装置を図 4-3 に示す。試験体の上方には、鋼製の L 字荷ヘッドおよび鉛直 Z 方向荷重を与えるための 500kN アクチュエータ（以下、Z アクチュエータ）がある。Z アクチュエータの上部は水平ローラーを介して門型フレームに、下部はピンを介して L 字荷ヘッドにそれぞれ接続している。L 字荷ヘッド側方には、水平 X 方向荷重を与えるための 1000kN アクチュエータ（以下、X アクチュエータ）が接続している。X アクチュエータの軸線は、上スタブと壁部分の境界線と一致させている。また、その両端はピン結合である。試験体の下方には、水平 Y 方向ローラーを備えた台があり、同方向の荷重を与えるための 300kN アクチュエータ（以下、Y アクチュエータ）が接続されている。Y アクチュエータの両端は固定である。Y アクチュエータによって与えられた荷重の反力は、試験体上方で L 字荷ヘッドを挟むように設置されている鋼材から三角反力壁へと伝わる。L 字荷ヘッドと反力鋼材との接触面にはフッ素樹脂を用いた低摩擦パッドを貼付し、X 方向および Z 方向の力が極力伝達されないようにした。X 方向荷重を頂部で、Y 方向荷重を底部で与えることによって、3 本のアクチュエータに軸ずれを生じることなく大変形領域まで荷重することができる。ただし、Y 方向ローラー周辺の治具のガタや剛性に起因して、試験体下面の Y 軸周りの回転量が大きいという欠点もあった。以降に記す図等の中で、X 方向アクチュエータを固定しているにもかかわらず X 方向変位が変化していたり、一定の X 方向変位を目標折返し点としているのに X 方向荷重の大きさによって折返し点がずれている場合があるが、これは Y 軸周りの回転補正を、荷重中でなく、実験後に行ったためである。

e) 計測

変位計測には、接触式変位計および巻込み式変位計を使用した。壁面の四隅において XYZ 三方向の変位を計測した。その他、鉄筋ひずみの計測を行った。

f) 载荷パターン

7体の载荷パターンは、先の表 4-1 にまとめている。壁試験体においては、X 方向、Y 方向、X 方向 : Y 方向 = 1:5 の方向（壁面法線方向から 11.3°）の 3 種類の方向に、それぞれ単調と繰返しで強制変位を与えた。XY 同時入力の場合は、X 方向の方が相対的に変形性能に劣るという想定に基づいて上記のように設定した。繰返し载荷のケースについては、当初、単調载荷ケースにおける最大耐力点変位の 90% を折返し点変位として 10 回の正負交番繰返しを与える計画であったが、XR 試験体の载荷後、その条件では繰返しの影響が現れないと判断し、結果的に、ケース毎に以下の設定とした。

YR : Y 方向の水平耐力が最大時の 50% まで低下した時点の変位

XYR : XYM ケースにおいて X, Y 方向荷重のベクトル和が最大となった変位

WF : 水平耐力が最大時の 80% まで低下した時点の変位

鉛直荷重は、壁試験体に対して 270kN、架構付き試験体に対して 460kN を与えた。これは、コンクリートの圧縮強度を用いて軸力比に換算すると、0.066~0.069 に相当する（表 4-1）。

Z アクチュエータの制御について補足しておく必要がある。荷重による制御を行うと、崩壊時に制御不能になる懸念があったため、変位による制御を行った。このことと関連して、最大耐力点以降の領域では、鉛直荷重の振舞いが次の 3 種類の様相を呈した。第一の段階では、軟化過程ではあるものの最大耐力点以前と変わりなく鉛直荷重の制御を行うことができた。第二の段階では、所定の鉛直荷重を与えた直後に数 kN の抜けが生じ、その後も毎分 10kN 程度の緩やかな速度で鉛直荷重が減少した。本実験では、この段階では水平载荷を続行した。第三の段階では、鉛直荷重の抜けが急激で、所定量を与えることができなくなった。この段階に至った場合、水平方向のアクチュエータを固定し、Z アクチュエータで下方への鉛直変位を進行させた。試験体によっては、相当量沈下した後、再び安定して所定の鉛直荷重を与えることができるようになったものもあり、その場合は水平载荷を再開した。

(2) 結果－損傷の経過と水平方向の挙動－

以降で変形角として記すのは、水平変位を壁高さ 700mm で除して求めた値である。主要な実験結果として、図 4-4 にひび割れ状況、図 4-5～図 4-7、図 4-9 に水平荷重－水平変位関係と水平変位－鉛直変位関係をそれぞれ示す。

a) X 方向単調ケース[XM] (図 4-5)

X 方向荷重 200kN で最初の斜めひび割れが発生した。X 方向荷重 300kN で曲げひび割れが発生した。最大耐力 493kN を発揮した X 方向変位 7.6mm（変形角 0.011）近傍では、面内曲げ圧縮領域の縦筋の圧縮降伏や、同領域の横筋の引張降伏が生じた。X 方向変位 13.4mm（変形角 0.019）で、曲げ圧縮領域に圧壊が確認された。同変位 17.9mm（変形角 0.026）で、圧壊箇所に顕著な剥落が生じ、所定の鉛直荷重を与えることができなくなった。この段階で、圧壊領域は壁全幅 1200mm の 2/3 に達した。

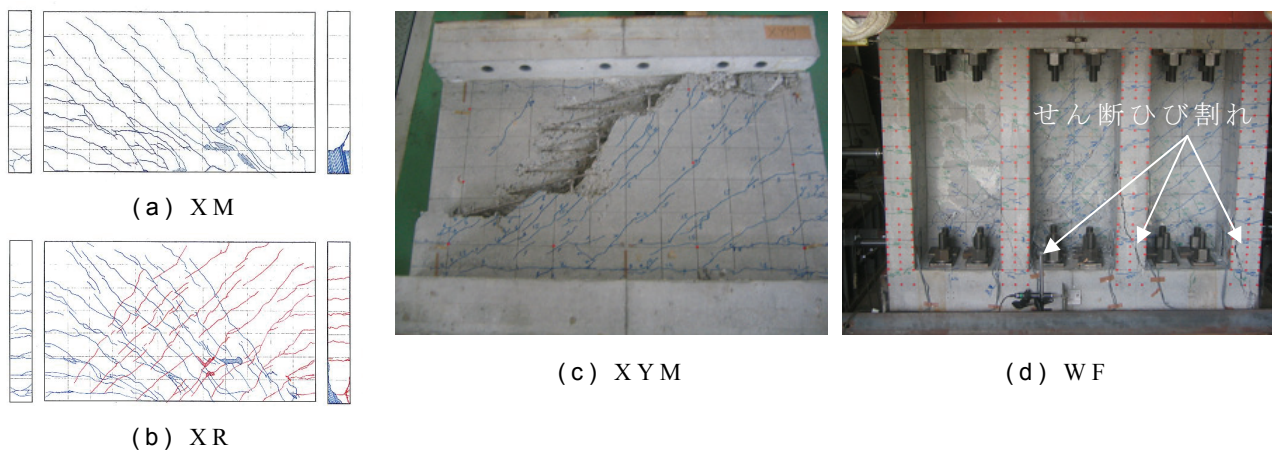


図 4-4 実験終了時点のひび割れ状況

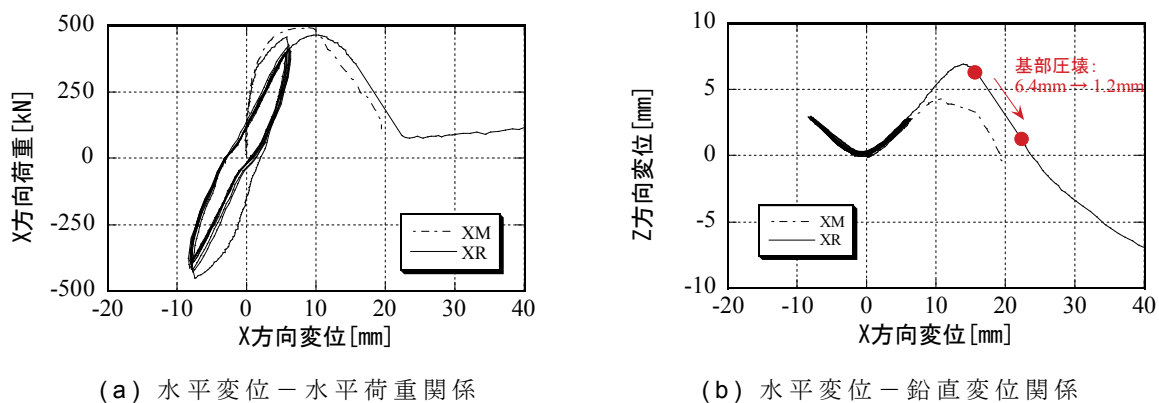


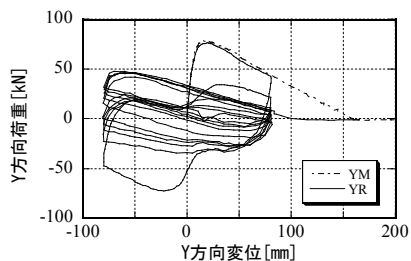
図 4-5 XM, XR 試験体の結果

b) X 方向繰返しケース[XR] (図 4-5)

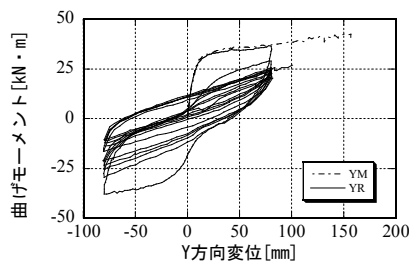
XM 試験体における最大耐力点変位の 90%に達した時点で 10 回の正負交番繰返しを与えたが、その影響はほとんど現れず、骨格曲線は XM 試験体と概ね合致していた。X 方向変位 15.6mm (変形角 0.022) で、急激な鉛直荷重の抜けが発生した。直前の段階では上向き 5.6mm の鉛直変位を生じていたが、これが 0.0mm まで沈み込んだ。0.0mm まで沈下した後鉛直荷重が回復したため、水平載荷を再開した。最終的に 100kN 前後の水平耐力を残しながらアクチュエータの限界である X 方向変位 83.2mm (変形角 0.119) まで載荷を続行することはできた。試験終了後の試験体の状況から、縦横の鉄筋網が座屈しながらもコンクリートガラを抑制し、そのガラが鉛直荷重を支持している様子が確認された。

c) Y 方向単調ケース[YM] (図 4-6)

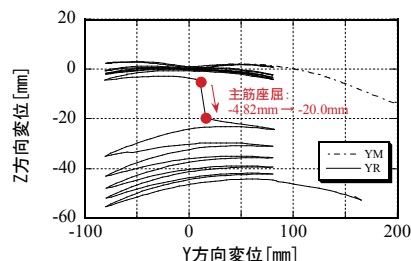
Y 方向変位 5.2mm (変形角 0.007) で引張鉄筋が降伏し、同変位 30mm (変形角 0.043) で面外曲げ圧縮領域に圧壊が発生した。また、同変位 45~50mm で上下の圧縮鉄筋が降伏した。荷重-変形関係上では軟化が進行しているように見えるが、これは鉛直荷重による P- Δ 効果が含まれているため、縦軸を曲げモーメントに置き換えると図 4-6(b)のようになる。Y 方向変位が 150mm (変形角 0.215) を超えると鉄筋の破断音が発生しはじめ、同変位 156.9mm (変形角 0.224) で Y 方向荷重がゼロとなった。



(a) 水平変位－水平荷重関係

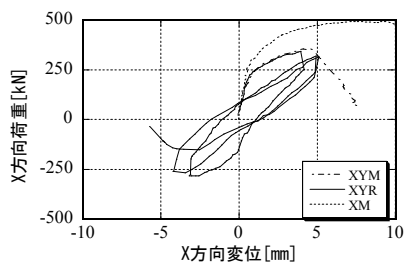


(b) 水平変位－
曲げモーメント関係

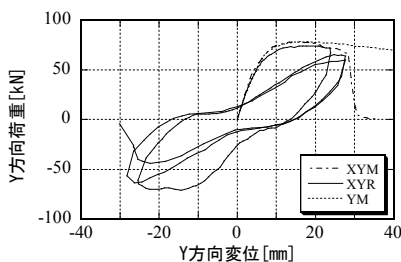


(c) 水平変位－鉛直変位関係

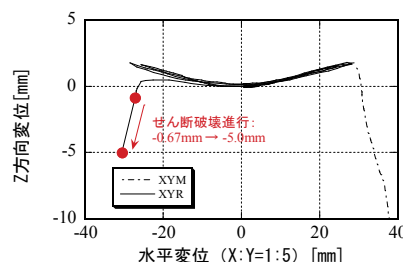
図 4-6 YM, YR 試験体の結果



(a) X 変位－X 荷重関係



(b) Y 変位－Y 荷重関係



(c) 水平変位－鉛直変位関係

図 4-7 XYM, XYR 試験体の結果

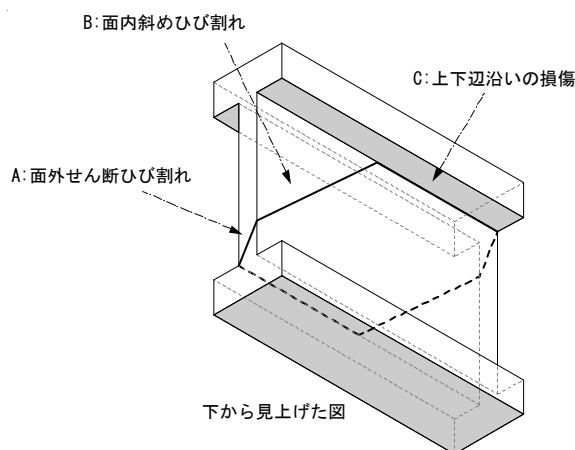


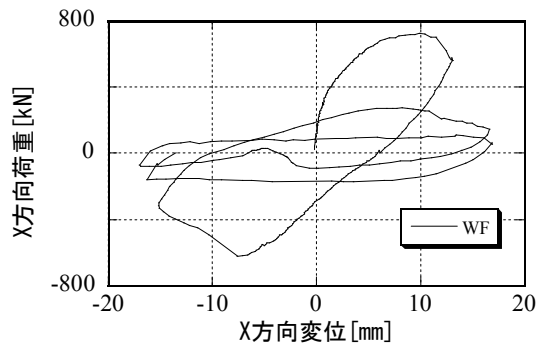
図 4-8 XYM, XYR 試験体の破壊面

d) Y 方向繰返しケース[YR] (図 4-6)

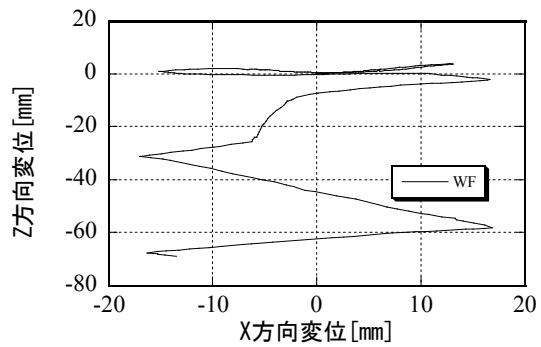
水平耐力が最大時の 50%まで低下した Y 方向変位 80mm を折返し点とした。上述の YM 試験体の損傷経過を踏まえると、引張降伏、圧壊、圧縮降伏を経験した後の段階で繰返しを行ったことになる。繰返し過程では、1 周ごとに Y 方向荷重の低下が進行した。2 周目の負側折返し点付近から、部材上端の鉄筋の一部で座屈が観察され始め、3 周目載荷終了時点では、部材上端の鉄筋ほぼ全ての座屈が確認できた。5 周目の正側載荷 75.5mm (変形角 0.108) で Y 方向荷重がゼロに達した。その後も載荷を続けると、5 周目の負側載荷および 6 周目の正側載荷で、上端の鉄筋の座屈変形が大きく進行した。

e) XY 同時単調ケース[XYM] (図 4-7)

面内の斜めひび割れおよび面外曲げ降伏の後、X 方向変位 4.7mm (変形角 0.007) で、



(a) 水平変位－水平荷重関係



(b) 水平変位－鉛直変位関係

図 4-9 WF 試験体の結果

図 4-8 に A と記した面外せん断ひび割れが突然発生し、荷重が大きく低下した。その直後から水平アクチュエータを固定し、鉛直 Z アクチュエータで加力して鉛直変位を進行させた。この過程で図 4-8 に B と記した面内斜めひび割れや C と記した上下辺沿いの損傷（表面剥離とひび割れの混在）も進展した。図 4-4(c)の写真は、この B と C のひび割れを捉えている。Z 方向変位が -5mm から -10mm に至る過程では、反対側の面でもこの A～C の 3 種類の損傷（図 4-8 点線）が進展した。これら都合 6 本の損傷線によって上下 2 つのブロックが分離しているような様相を呈した。

f) XY 同時繰返しケース[XYR]（図 4-7）

XYM ケースにおいて X、Y 方向荷重のベクトル和が最大となった変位を折返し点とした。2 周目の負側折返し時点である X 方向変位 -3.4mm（変形角 0.005）に至ったとき、やはり面内荷重に対する曲げ圧縮領域に面外せん断ひび割れが生じ、鉛直荷重の抜けが若干発生した。3 周目の負側折返し時点に至った直後、面外せん断ひび割れの開きが著しく進展して鉛直荷重の抜けが急激になり、所定量まで回復することができなくなった。正負反対ではあるが、XYM とほぼ同様の脆性的な破壊モードとなった。

g) 架構付き壁ケース[WF]（図 4-9）

X 方向荷重 300kN の時点で、3 スパンのうち中央のスパンの壁に最初の斜めひび割れが発生した。X 方向変位 12.4mm（変形角 0.018）の時点で壁の面内曲げ圧縮領域に圧壊が生じ、X 方向荷重が低下し始めた。最大時の 80%まで X 方向荷重が低下した時点の変位を折返し変位として繰返し载荷に移行した。X 方向変位 -7.6mm、-11.4mm、-14.7mm（変形角それぞれ 0.011、0.016、0.021）に達したとき、曲げ引張側の 1 本を除く 3 本の架構部鉛直部材の各下端に順次せん断ひび割れが発生し、X 方向荷重が急激に低下した。2 周目の負側载荷 -2.2mm（変形角 0.003）で鉛直 Z 方向荷重を維持できなくなった。繰返し過程に移行して以降、壁基部の表面剥離が絶えず進行し、鉛直荷重を保持できなくなった時点では著しく損傷した状態になっていた。X アクチュエータを固定して鉛直変位を進行させると、鉛直変位 -27.4mm まで沈み込んだところで鉛直荷重が回復したので、Z アクチュエータのストロークが許した 3 周まで試験を続行した。

h) 総合

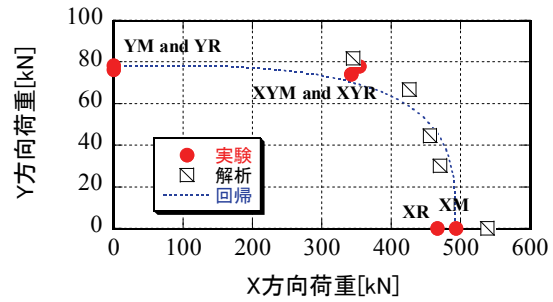
荷重と変形それぞれの XY 平面上に、実験で得られた特性点をプロットしたのが図 4-10(a)である。本実験では斜め方向の種類が 1 個しかないのので、これを補足する目的で

COM3D Ver.9.2¹⁶⁾による数値実験を行って荷重のXY平面に追記した。実験と解析の結果を合わせて、楕円に回帰したところ、次式が得られた。

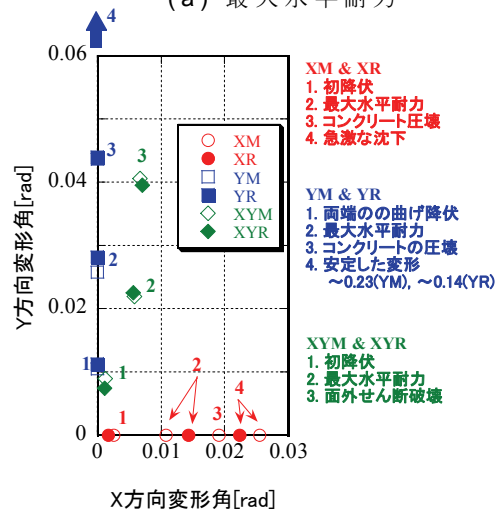
$$\left(\frac{V_x}{V_{xmax}}\right)^{3.31} + \left(\frac{V_y}{V_{ymax}}\right)^{3.31} = 1 \quad (4-1)$$

ここで、 V_{xmax}, V_{ymax} は、それぞれ面内および面外方向の最大耐力である。

XY同時荷重のケースは、その水平耐力維持限界点の変位を図4-10(b)の平面内にプロットすると(ひし形の3)、或る程度の大きさの面外変形成分があるため、さほど脆性的な印象を与えないが、僅かな面内変位を伴うだけで、図4-8に模式的に示したように破壊モードが一変し、面外荷重のケースに比して水平耐力低下の過程が著しく激しいものとなったことは特記に値する。



(a) 最大水平耐力



(b) 変形と損傷イベント

図4-10 XY平面における特性点まとめ

(3) 鉛直変位の挙動の分析と考察

本項では、各試験体の鉛直変位の挙動を詳細に分析する。

a) X方向荷重ケース[XM、XR]

XM試験体では、X方向変位7.6mm(変形角0.011)で最大水平耐力を発揮したのに対し、鉛直変位の最大値(上方を正とする)は、X方向変位10.9mm(変形角0.016)で発現した。XR試験体では、X方向変位10.1mm(変形角0.014)で最大水平耐力を発揮したのに対し、鉛直変位の最大値は、X方向変位13.9mm(変形角0.020)で発現した。つまり、水平変位-鉛直変位軌道が極大値を示す水平変位は、最大耐力時点の水平変位よりも若干大きくなっている。これは、前章のボックスカルバートや、前節の柱部材とやや異なる性質である。

XR試験体は、XM試験体における最大耐力点変位の90%に達した時点で10回の正負交番繰返しを与えている。図4-5で示したように、X方向変位-X方向荷重関係と同様、X方向変位-鉛直変位関係における内部履歴の形状も繰返しによる影響をほとんど受けていない。また、除荷軌道はほぼ原点を志向している。X方向変位-鉛直変位関係の勾配は、おおよそ0.5(X方向変位10mmに対して鉛直変位5mm程度)である。2章で見た軸力比0.05の1層1連ボックスカルバートのそれが最大0.23であったことと比べると、かなり大きな勾配である。これは、アスペクト比が小さいという壁の特徴を反映していると考えられる。

横軸に周回数を取って、折返し点およびそこからの除荷点における鉛直変位を抽出し、

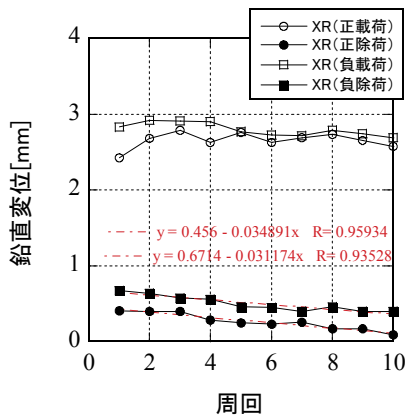


図 4-11 繰返し載荷による鉛直変位の変化

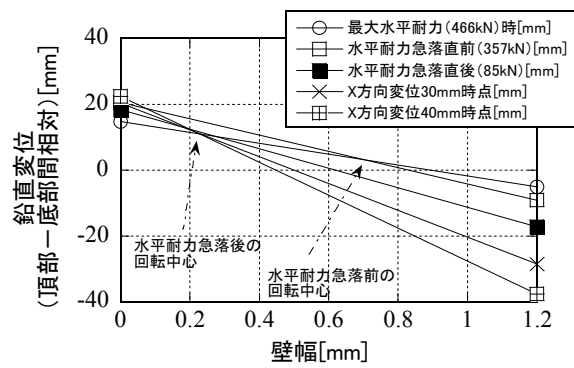


図 4-12 XR 試験体の軸方向破壊前後の鉛直変位

(XR ケース)

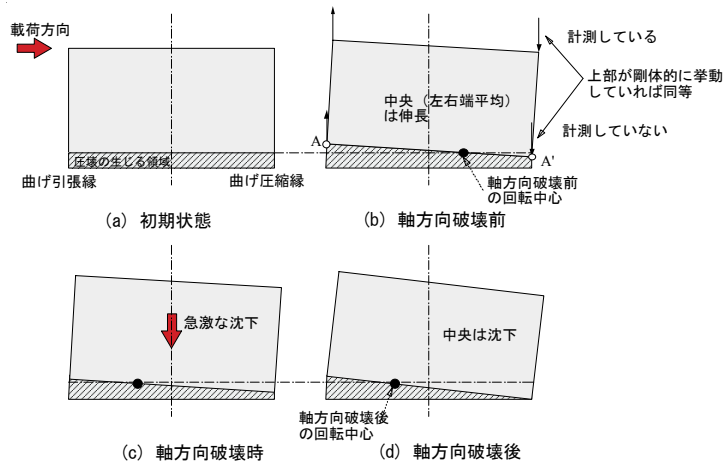


図 4-13 XR 試験体の沈下のメカニズム

その変化度合を整理した結果が図 4-11 である。除荷点の鉛直変位は、周回の進行とともに僅かに減少する傾向にあり、その勾配は 0.03 mm/周回 である。 0.03 mm は、部材厚 90 mm との比にして 3.3×10^{-4} に当たるから、水平耐力が低下し始める前における周回間の沈下はせいぜい部材厚の 10^{-3} 以内であるとした 2 章の知見は、ここでも妥当性を有している。

図 4-12 は、水平耐力が最大の時点、水平耐力の急落とそれに伴う沈下発生直前と直後、その発生後にわずかな水平耐力を残しながら水平変位が進展している過程 2 時点の計 5 つの時点における壁両端の鉛直変位を表わしている。グラフの左端が面内荷重に対する曲げ引張縁、右端が曲げ圧縮縁に対応する。示しているのは頂版レベルの鉛直変位だが、図 4-13 に示すように、壁基部の損傷が進行して上部が剛体に近い挙動をしているので、図 4-13(b) の A-A' の鉛直変位を間接的に捉えていると解釈できる。これを踏まえて図 4-12 を見ると、水平耐力が急落する前には、面内曲げ圧縮縁寄りであった回転中心が、面内曲げ引張縁から 0.2 m の位置まで大きくシフトしており、水平耐力急落の瞬間、圧壊領域が急激に進展した様子が窺われる。その後、再び回転中心はその位置で安定しているが、中央より面内曲げ引張側に回転中心があることにより、平均鉛直変位は下降し続けることとなる。

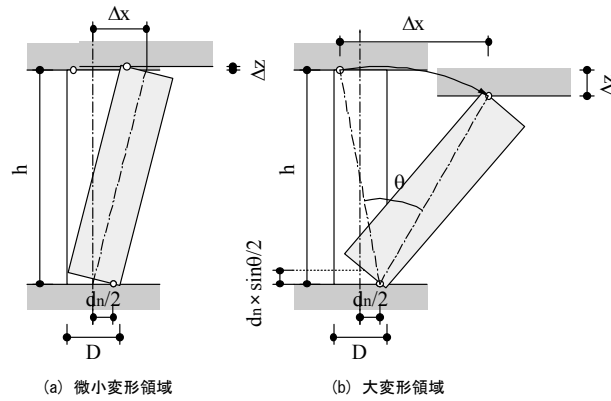


図 4-14 鉛直変位概算用幾何学モデル

b) 大変形に伴う沈下に関する予備検討

Y 方向荷重ケースの鉛直変位の挙動を分析する前に、大変形に伴う幾何学的効果としての沈下について予備的検討を行う。2 章で、水平耐力低下前の水平変位－鉛直変位軌道の包絡線の勾配は、部材のアスペクト比 h/D の逆数に係数を乗じた次式で表せると述べた。

$$k_v = \frac{\alpha(p_v, \sigma_0)}{h/D} \quad (4-2)$$

ここで、 p_v は引張鉄筋比、 σ_0 は軸応力度である。係数 α は、材端ひび割れと剛体から成る図 4-14 のモデルにおいて、断面中心から中立軸までの距離の 2 倍である d_n と部材厚 D との比に相当する。2 章の実験では、軸力比 0.05 の下で、引張鉄筋比に応じて α は 0.2～0.7 程度の値を示した。

いま、コンクリートの損傷による沈下が無く、 α がほぼ一定であるという仮定の下で、幾何学的変形だけを考慮した場合、水平変位－鉛直変位関係は次式で表される。

$$\frac{\Delta z}{h} = \sqrt{1 + \frac{2\alpha}{h/D} \cdot \frac{\Delta x}{h} - \left(\frac{\Delta x}{h}\right)^2} - 1 \quad (4-3)$$

2通りの h/D と幾つかの α に対して式(4-3)で得られる軌道を示したのが図 4-15(a)、(b) である。大変形領域では、コンクリートが損傷していなくても幾何学的な効果として沈下を生じることが確認できる。図には、同効果を見逃した場合に相当する、式(4-3)右辺の一次近似式を鎖線で併記した。

$$\frac{\Delta z}{h} = \frac{\alpha}{h/D} \cdot \frac{\Delta x}{h} = k_v \frac{\Delta x}{h} \quad (4-4)$$

また、このモデルにおいて極大値を示す水平変位は、次式で表わされる。

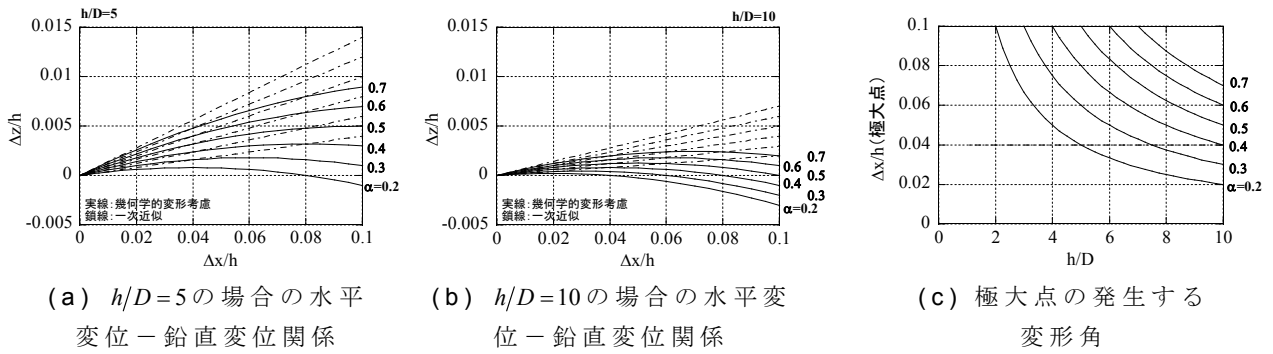


図 4-15 大変形に伴う幾何学的効果としての沈下レベル

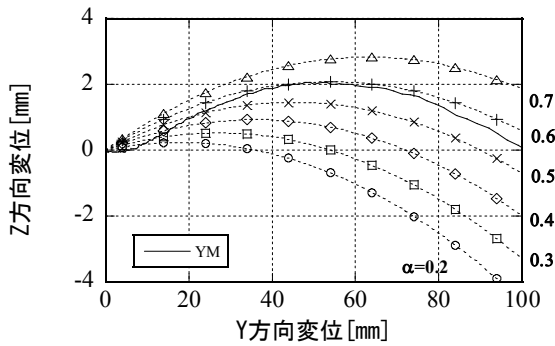


図 4-16 YM 試験体の軌道と幾何学モデルの比較

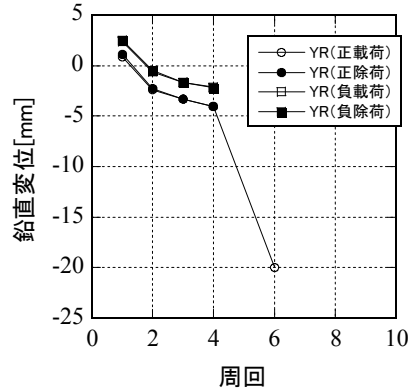


図 4-17 繰返し载荷による鉛直変位の変化 (YR ケース)

$$\frac{\Delta x}{h} = \frac{\alpha}{h/D} \quad (4-5)$$

α 、 h/D を変化させてこれを図化すると、図4-15(c)が得られる。 h/D が大きく（部材が細長く）、 α が小さい（引張鉄筋比が大きい、軸力が大きい）ほど、小さい水平変形レベルで極大点に至る。

c) Y 方向载荷ケース[YM、YR]

図 4-6 に示した Y 方向変位 - 鉛直変位関係には、大変形に伴う幾何学的効果が表れている。そこで、図 4-16 において、YM 試験体の水平変位 - 鉛直変位軌道と、6 通りの α に対して前項のモデルで得られる軌道とを並べてみた。YM 試験体の軌道は、 $\alpha=0.6$ とした幾何学モデルの軌道とほぼ合致している。同試験体の材端が、引張縁から部材厚の 80%に相当する長さ分だけ離れた位置で中立軸を保持しながら回転していることになる。

XR 試験体と同様に、YR 試験体について、周回数と折返し点、除荷点の鉛直変位の関係を抽出した結果が図 4-17 である。負方向载荷からの除荷点に着目すると、1 周目終了時の鉛直変位は+2.52mm、2 周目は-0.48mmとなっている。その間の沈下 3.00mm は、部材厚 90mm の 3.3×10^{-2} に相当し、2 章で得た知見に照らし合わせると、沈下の進行が懸念されるレベルと判断される。

d) XY 同時ケース[XYM、XYR]

2 章では、頂部の沈下に着目した耐荷性能評価法の中で、水平変位 - 鉛直変位軌道の包絡線を、地震後の状態を分類するための基準線とするとともに、二次元問題においてその

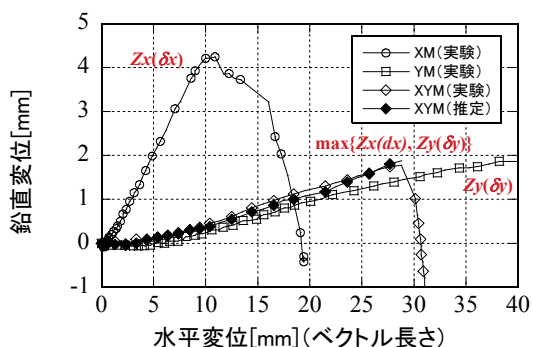


図 4-18 斜め載荷と一方向載荷の比較

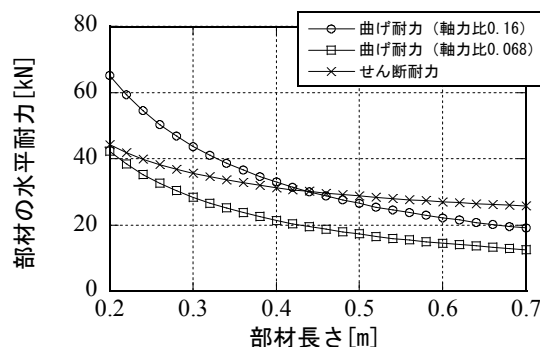
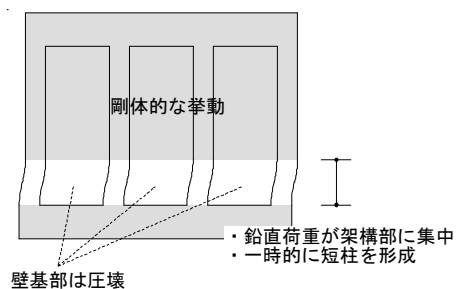


図 4-19 WF 試験体の鉛直方向破壊過程

勾配の評価に適用できる簡易式を提案した。XY 同時入力ケースの実験結果は、限られた事例ではあるが、この考え方を三次元問題に拡張するための基礎データを提供している。

単調載荷した 3 つの試験体 XM、YM、XYM を取り上げ、面内外いずれか一方向に載荷した XM、YM と、斜め方向に載荷した XYM の水平変位－鉛直変位軌道を比較したのが図 4-18 である。XYM 試験体の横軸の水平変位は、実験で強制変位を与えた方向のそれであり、次式で表わされる。

$$\delta_h = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \quad (4-6)$$

図中の $Z_x(\delta_x)$ 、 $Z_y(\delta_y)$ は、それぞれ面内、面外方向の水平変位－鉛直変位軌道である。XYM の水平変位－鉛直変位軌道は、面外方向の水平変位－鉛直変位軌道に近いことが分かる ($Z_h(\delta_h) = Z_y(\delta_y)$)。 $Z_x(\delta_x)$ と $Z_y(\delta_y)$ の中間が連続的に結ばれなければならないことを考えると、この場合の基準面としては、次式が可能性として考えられる。

$$Z_h(\delta_h) = \max\{Z_x(\delta_x), Z_y(\delta_y)\} \quad (4-7)$$

e) 架構付き壁ケース[WF]

WF 試験体に課した鉛直荷重 460 kN は、壁部と架構部を含む全断面で受けたとすると軸力比 0.068 に、壁部が支持性能を失って架構部だけで受けたとすると軸力比 0.16 に相当する。また、材料試験で得たヤング係数を用いて鉛直荷重のみが作用している状態の無負荷状態からの沈下量を試算すると、壁部と架構部を含む全断面で受けた場合 0.064 mm、架

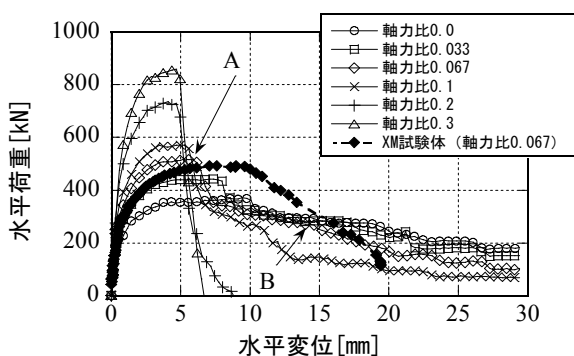
構部だけで受けた場合0.15mmとなる。仮に壁部が支持性能を失っても、鉛直荷重460kNは架構だけで支持できるはずである。しかし結局、WF試験体は、繰返し過程で鉛直荷重を支持できなくなった。その原因は以下のように考えられる。

WF試験体のために設定した折返し点は最大水平耐力点を越えており、或る程度まで壁基部の圧壊が進行した状態にある。その結果、初期段階でせん断壁に作用していた分の鉛直荷重が相対的に健全な架構部に再分配されている。一方、元々架構部はせん断壁と結合しているので、せん断壁の健全な上部では架構の動きが拘束され、せん断壁の損傷している下部は一時的に短柱のような状態になる。図4-19は、WF試験体架構部鉛直部材と断面諸元を同じくする部材を想定し、その長さと同曲げ耐力¹⁷⁾、せん断耐力¹⁸⁾、¹⁹⁾の関係を既往式で見積もった結果である。軸力比が0.16まで上昇すると、部材長さ0.44mを下回る領域でせん断破壊先行型に移行している。このように、再分配されて上昇した鉛直荷重と、壁からの拘束によって見かけ上小さくなった部材長さの効果で架構の下部にせん断破壊が引き起こされ、全体が鉛直荷重支持性能を失ったと考えられる。

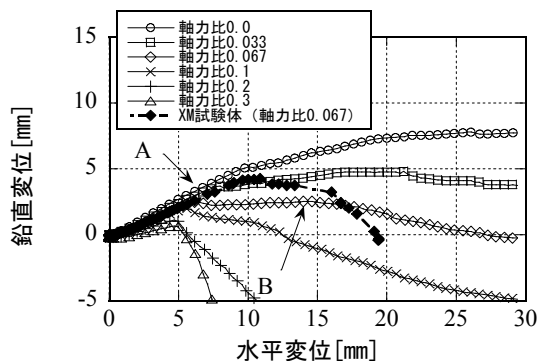
4.3 面内方向の耐力残留率評価式の作成

本節では、解析的検討に基づいて、面内方向の耐力残留率の評価式を作成する。形状、寸法、配筋、材料特性に関する基本モデルとして、前節のXM試験体を取り上げる。軸力比をパラメータとし、0.0、0.033、0.067（実験と同条件）、0.1、0.2、0.3の6通りでケーススタディを行う。検討には非線形有限要素解析プログラムCOM3D-2011¹⁶⁾を用いた。

解析で得られた水平荷重と壁上辺左右端の平均水平変位との関係、および同水平変位と壁上辺左右端の平均鉛直変位との関係を、図4-20(a)、(b)にそれぞれ示す。図中には、XM試験体の実験結果も併記している。実験と同じ軸力比0.067を与えた解析ケースは、水平荷重300kN以上の領域において、実験値よりも水平変位が小さく、水平耐力が低下し始める時点の変位も小さくなっている。これについては、実験供試体が細径鉄筋を用いた薄肉の縮小模型であったため、(i)鉄筋-コンクリート間の付着特性が解析モデルで想定されているよりも劣っていた、(ii)収縮の影響で見かけ上引張強度が低下していた（初期段階から引張応力が作用していた）などの原因が考えられる。しかしながら、水平耐力



(a) 水平変位－水平荷重関係



(b) 水平変位－鉛直変位関係

図 4-20 解析結果

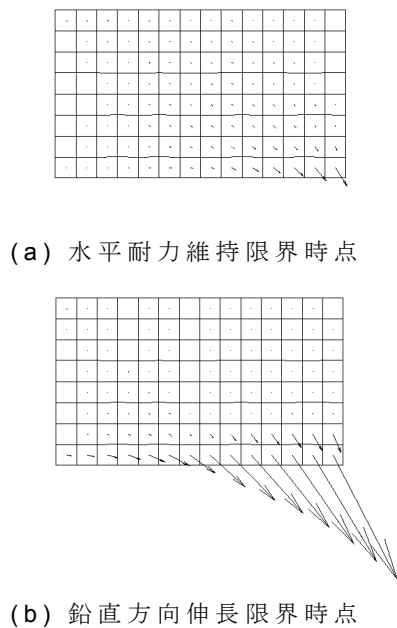
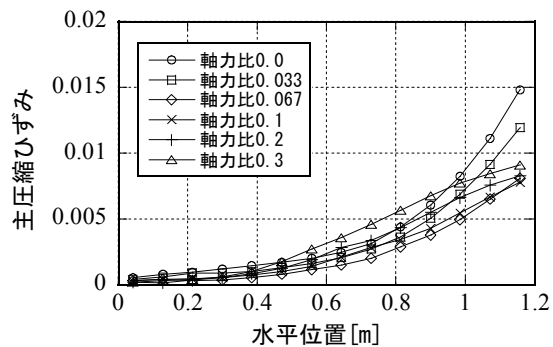
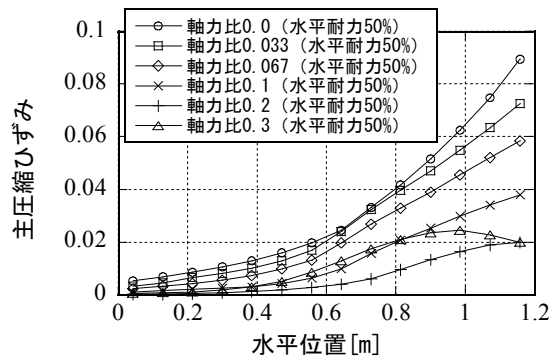


図 4-21 主圧縮ひずみ
(軸力比 0.067)



(a) 水平耐力維持限界点



(b) 水平耐力 50% の時点

図 4-22 下端沿い要素の主圧縮ひずみ分布

の評価精度は良好であるし、鉛直変位の挙動についても、軸力比0.033と0.1のケースの中間に実験時の軌道があり、おおよその挙動は捉えられている。軸力比0.067以下のケースでは、水平耐力が低下した後もしばらく鉛直変位が上方に伸長し続けている。

図4-21は、軸力比0.067の解析ケースにおける水平耐力維持限界に当たる図4-20のA点と、そこからさらに損傷が進行した鉛直変位の伸長傾向の限界に当たる図4-20のB点のそれぞれに対応する主圧縮ひずみ図（以降、最小主ひずみの符号を転じて圧縮側を正とした場合、主圧縮ひずみと記述する）である。作用は、上辺で図の左から右に向けて働いている。どちらの状態においても最も右下の面内曲げ圧縮領域で主圧縮ひずみが卓越しており、その絶対値の最大は(a)図で0.00806、(b)図で0.0584である。両図を見比べると、まず右下隅の領域が損傷し、そこから下端沿いに左方（曲げ引張縁）に向かって損傷領域が広がっている様子が分かる。これは先に述べた実験時の損傷過程と整合する。軸力比を変えたケースにおいても、損傷領域の広がり方に関しては同様であったことから、面内作用を受ける壁体においては、下端におけるひずみの大きな区間の広がりが損傷レベルを代表しうると考えた。

次に、6ケースそれぞれの水平耐力維持限界点における下端要素の主圧縮ひずみ分布を図4-22(a)に示す。グラフの左右端が、壁の左右端に対応する。右下要素の主圧縮ひずみは、ややばらついているが、軸力比が大きくなるにつれて0.01をやや下回る値に収束している。

同じく下端要素の主圧縮ひずみ分布を、各ケースにおいて水平荷重が50%低下する直前に着目して整理した結果が図4-22(b)である。この段階になると、要素単位では解析プ

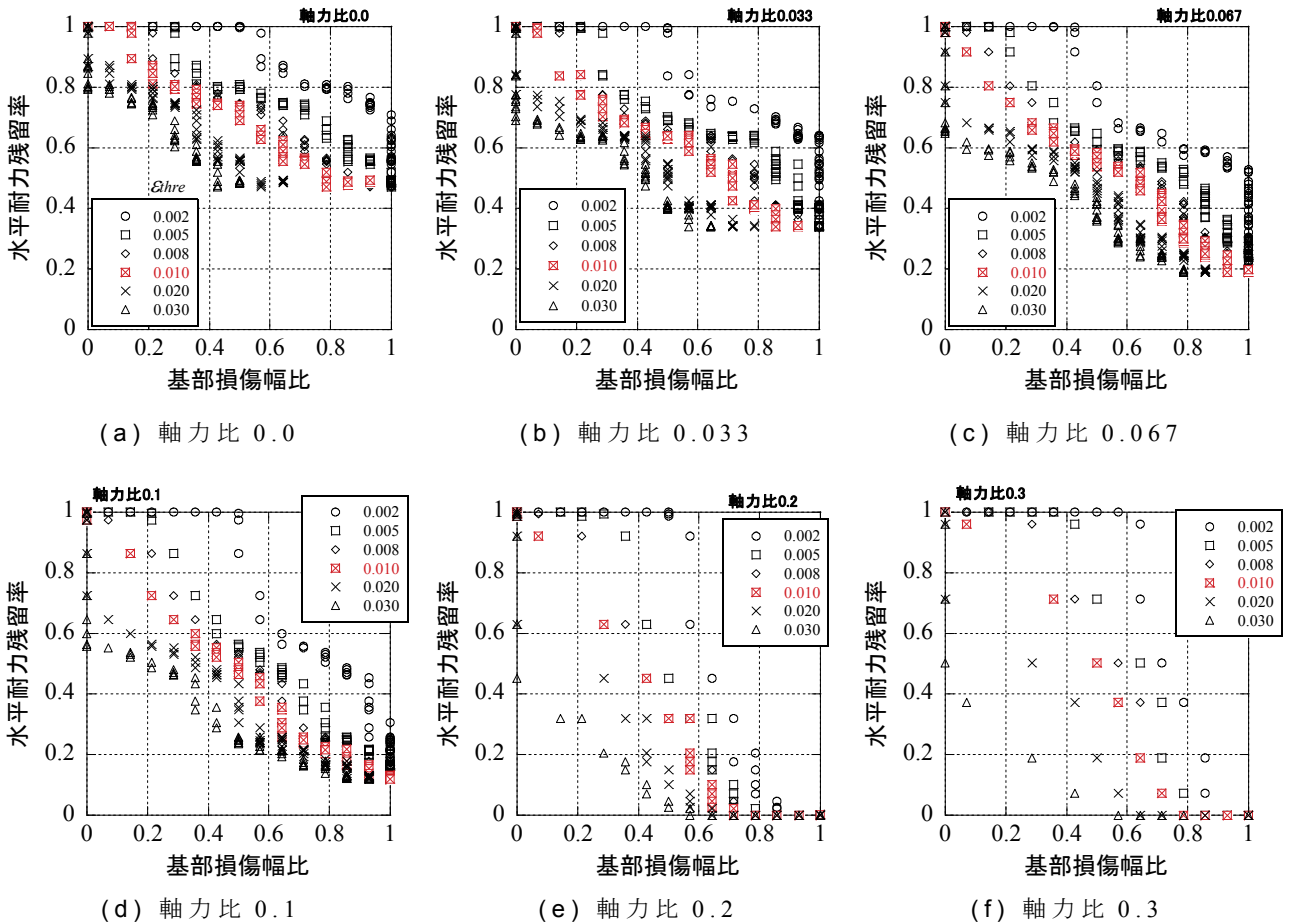


図 4-23 基部損傷幅比－水平耐力残留率関係

プログラムに実装されている構成モデルの適用範囲を超えている可能性があり、値そのものの信頼性は劣ってくる。しかし、水平耐力の低下と、主圧縮ひずみが 10^{-2} オーダーの値を示す区間の左方への進展とが連動しているという解釈は可能である。

ここまでの考察を踏まえ、下端の損傷幅 l_x の全幅 L_x に対する比（以下、基部損傷幅比と記す）と、水平耐力の残留率との関係をさらに詳しく調べる。損傷幅 l_x は、主圧縮ひずみが或る値 ε_{thre} 以上の区間の幅と定義し、軸力比と ε_{thre} とが上記の関係に及ぼす影響を整理する。図4-23では、その結果を軸力比毎に並べている。個々のグラフには、それぞれ0.002、0.005、0.008、0.01、0.02、0.03という6通りの ε_{thre} に対応する結果を描きこんだ。軸力比や ε_{thre} が変わることによって、プロットが占める領域は変化しているが、基部損傷幅比－水平耐力残留率関係が、線形に近い右下がり勾配を持つ点は、軸力比や ε_{thre} によらず共通している。そこで、面内方向の耐力残留率評価式の構成を以下のようにする。

$$\psi_i = 1 - a \cdot \frac{l_x(\varepsilon_{thre})}{L_x} \quad (4-8)$$

ここで、 l_x は、下端において面内変形成分から求めた主圧縮ひずみが ε_{thre} 以上の区間の幅、 σ_0 は軸応力度、 f_c はコンクリート圧縮強度、 a は軸力比 σ_0/f_c の関数である。

ε_{thre} を小さく設定すると、基部損傷幅比が或る程度大きくなるまで水平耐力残留率が1を維持する。逆に、 ε_{thre} を大きく設定すると、基部損傷幅比がゼロであるにも関わらず、水平耐力が低下している場合がある。よって、 ε_{thre} としては、図4-23における右下がりの関係の切片が丁度1になるような値が望ましい。そして、同図の中で最も良くその条件を満たすのは、 $\varepsilon_{thre} = 0.01$ であった。以降では、主圧縮ひずみが0.01以上である区間をもって、損傷区間と定義する。

図中の $\varepsilon_{thre} = 0.01$ に対応するプロット群から、軸力比毎に回帰して式(4-8)の係数 a を算定したところ、図4-24が得られた。軸力比0.2以下の区間では、 a がほぼ直線状になっており、次式で近似することができた。

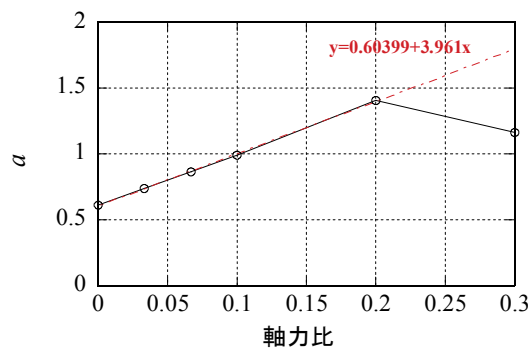


図 4-24 軸力比毎の回帰係数

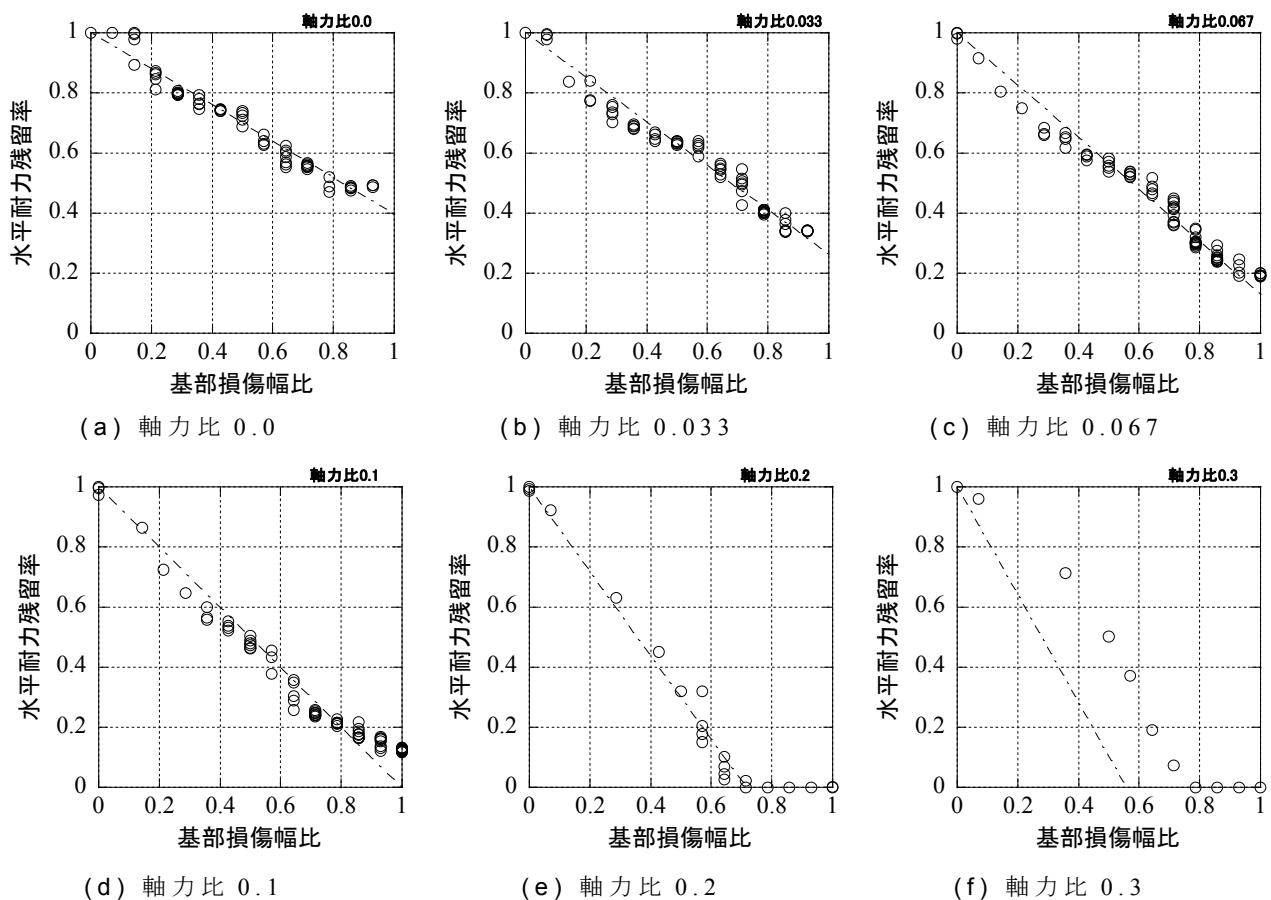


図 4-25 FEM 解析結果と作成した提案式の合致度

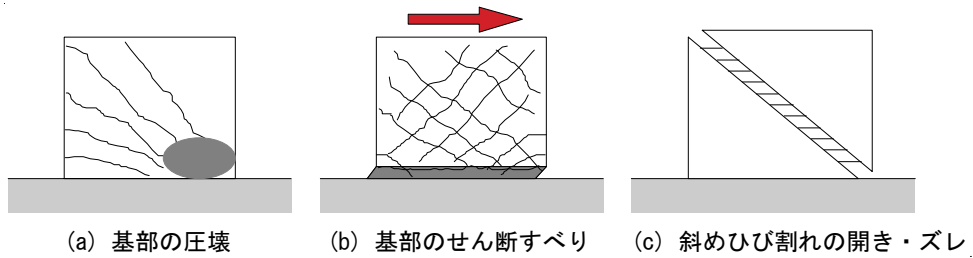


図 4-26 面内方向の破壊モード²⁰⁾

$$a = 0.604 + 3.96 \cdot \frac{\sigma_0}{f_c} \quad (4-9)$$

$\varepsilon_{thre} = 0.01$ に対応するプロット群に、式(4-8)、式(4-9)を表す鎖線を描き加えた結果が図4-25である。式(4-8)、式(4-9)を通して評価される ψ_f 値は、本研究の対象構造物の範疇では十分大きいと言える軸力比0.2以下の区間において、水平耐力残留率をよく表し得る指標となっている。また、仮に軸力比0.3の場合に適用したとしても、水平耐力残留率を小さく見積もることになり安全側である。

なお、面内荷重を受ける壁に関しては、図4-26に示す破壊モードが想定されるが²⁰⁾、主圧縮ひずみを用いることにより、図4-26(a)と(b)の両方に対応できると考えている。面内の鉄筋比が小さい壁体では、図4-26(c)のように1本の斜めひび割れの拡幅が卓越する可能性があるが、このモードへの対応については今後の検討課題とする。

4.4 まとめ

- (1) アスペクト比0.58の面部材に軸力比0.067～0.069に相当する一定の鉛直荷重と水平二方向の荷重を静的に加える載荷実験を行った。各ケース所定の折返し点で最大10周の正負交番載荷を行った。得られた知見を以下にまとめる。
 - (1a) 面内作用を与えるケースでは、水平変位－鉛直変位軌道上で極大値を示す水平変位が、最大水平耐力発揮時点の水平変位よりも若干大きくなった。
 - (1b) 面内作用による急激な沈下は、壁の基部において、面内曲げ圧縮縁から同曲げ引張縁に向かって圧壊領域の幅が広がる現象と連動していた。
 - (1c) 面外方向に大変形を強いると、幾何学的な効果として沈下が発生した。この挙動は、コンクリートを剛体とみなした簡易な幾何学的モデルによって概ね推定できた。
 - (1d) 面内外同時載荷のケースにおける鉛直変位は、面内変位に対応する面内単独載荷時の鉛直変位と、面外変位に対応する面外単独載荷時の鉛直変位のうち、大きい方と概ね合致した。
- (2) (1)の実験で面内方向に載荷したケースを基本モデルとして、軸力比を0から0.3の範囲で変化させた有限要素解析を行い、水平耐力の残留率と相関の高い変形指標を探索した。上述の(1b)の知見に基づいて、壁下端を形成する要素の中で主圧縮ひずみが一定値を超えている要素幅を損傷幅として解析結果を整理したところ、基部損傷幅比（損傷幅／全幅比）と水平耐力残留率との関係が線形に近いことが分かった。これを踏まえて基部損傷幅

比と軸力比を因子に持つ関数として面内方向の耐力残留率評価式を作成した。

ただし、(2)の結論は、1シリーズの実験とその試験体を基本モデルとした限られた解析的検討から導かれているため、今後検証データを蓄積することが重要である。

参考文献

- 1) Collins, M. P.: Towards a rational theory for RC members in shear, ASCE, ST4, Vol.104, pp.649-666, 1978.4
- 2) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技法堂出版, 1990.
- 3) 吉川弘道, 小玉克巳, 田辺忠顕: ひび割れを含む直行配筋鉄筋コンクリート平板の非線形挙動, 土木学会論文集, No.414 / V-12, pp.165-174, 1990.2
- 4) Hsu, T.T.C.: Unified Theory of Reinforced Concrete, CRC Press, 1993.
- 5) 大森信次, 高橋敏夫, 坪田張二, 井上範夫, 栗原和夫, 渡辺茂雄: 繰返し面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の弾塑性挙動に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第403号, pp.105-118, 1989.9
- 6) 青柳征夫, 山田一字: 面内力を受ける鉄筋コンクリートシェル要素の耐力変形特性, 土木学会論文報告集, 第331号, pp.167-180, 1983.3
- 7) Yu, G., and Tanabe, T.: Simulations of the localized failure of RC shear walls by FEM, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1059-1064, 1997.
- 8) 谷資信, 野村設郎, 永坂具也, 平松晃: 鉄筋コンクリート耐震要素の復元力特性(その1) - 復元力特性とそのモデル化について -, 日本建築学会論文報告集, 第202号, pp.11-19, 1972.12
- 9) 志賀敏男, 渋谷純一, 高橋純一, 金井素水: 鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性のモデル化とその地震応答, (その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.551-552, 1974.10
- 10) 望月洵, 小野里憲一: 連層耐震壁の破壊モードの判別式, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, pp.559-564, 1991.
- 11) 松本和行, 壁谷澤寿海: 鉄筋コンクリート耐震壁の非線形トラスモデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.543-544, 1991.9
- 12) 白石一郎, 狩野芳一: 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性に関する考察, JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集, pp.171-178, 1989.10
- 13) 稲田泰夫: 原子炉建屋立体耐震壁の復元力特性に関する研究(その1) $\tau-\gamma$ 関係スケルトンカーブの検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第371号, pp.61-71, 1987.1
- 14) 勝俣英雄, 関松太郎, 遠藤文明, 杉山公一, 鈴木哲夫, 武田寿一: 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の水平2方向加力実験(その1: 実験概要及び実験結果), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.415-416, 1991.9
- 15) 平石久廣, 今西達也, 福山洋, 田中義成: 二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の構造的性状, 日本建築学会構造系論文報告集, 第450号, pp.89-98, 1993.8

- 16) Maekawa, K., Pimanmas, A., and Okamura, H.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, 2003.
- 17) 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.
- 18) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和男, 岡村甫：せん断補強筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価,土木学会論文集,No.372/V-5,pp.167-176,1986.8
- 19) 古内仁, 角田与史雄：張出しを有する RC ばりのせん断強度に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 9-2, pp.341-346, 1987.
- 20) Paulay, T., and Priestley, M. J. N.: *Seismic design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., 1992.

5章 面部材で構成された鉄筋コンクリート 構造物の部材損傷評価法の構築と適用

5.1 はじめに

3章では、軸力比とせん断補強筋比の小さな線部材を対象としたとき、曲げ降伏前後のせん断破壊が卓越しやすいモードであること、およびそうした破壊モードを呈した部材の部材軸直交方向の耐力残留率が、厚さ方向の膨張（はらみ）を部材厚で除した平均ひずみから推定できることを示した。この知見は、面部材で構成された地中構造物の観点から見ると、面外方向の損傷評価に利用することができる。また、4章では、面内方向の水平載荷を受ける壁体において、下辺に沿った損傷区間の幅の壁全幅に占める比が、耐力残留率と密接に関連していることを示し、その関係を定式化した。本章では、これら2つの章で得られた知見を総合し、「部材単位の残留耐荷性能評価」の手続きを構築する。

次に、火力・原子力発電所土木構造物の中で比較的複雑な形状を有する取水ピットを例に取り、提案法の適用を試みる。損傷した構造物の変位分布を研究レベルで得る手段としては、載荷実験による方法と、数値シミュレーションによる方法が考えられる。しかし、代表的な位置に接触式変位計を配置する一般的な構造実験システムでは、評価のために十分な密度の変位分布情報が得られない。一方で、数値シミュレーションもまた、その信頼性を既往の部材実験との比較検証に依拠しており、複雑な形状の構造物に対する適用性を直接検証した例は少ない。そこで、本章では、現実的に取り得るアプローチとして、載荷実験と数値シミュレーションの両方を行い、載荷実験との整合性を確認できたシミュレーション結果から変位情報を抽出して提案法を適用するという手順で検討を進める。

5.2 部材単位の損傷評価法の構築

面部材の厚さは、個々の部材内において一定であることを前提とする。

(1) 評価ボクセル

実構造物の変位分布を取得するにせよ、解析結果から抽出するにせよ、そのデータは離散的であるため、最低限の評価点数を定めておく必要がある。そこで、部材厚を基準寸法とする評価用の要素分割を導入する。解析要素と区別するため、ここではそれを評価ボクセルと呼ぶことにする。いま、解析のために横（ x ）、縦（ y ）、厚さ（ z ）方向に任意の分割が施されている図5-1(a)のような面部材について考える。解析用要素（図5-1(b)）は、厚さ方向にも分割されるし、面内についても、応力が集中しやすい材端近傍で細かく分割する等の措置を取るのが一般的である。また、そもそも解析用要素は、六面体要素で分割されているとは限らない¹⁾。これに対して、図5-1(c)に示す評価ボクセルは、厚さ方向には分割せず、面内 x 、 y 方向については、辺の長さが部材厚以下となるように分割する。理想的には、一つの面部材を、一辺の長さが部材厚 D に等しい立方体の集合体となるよう

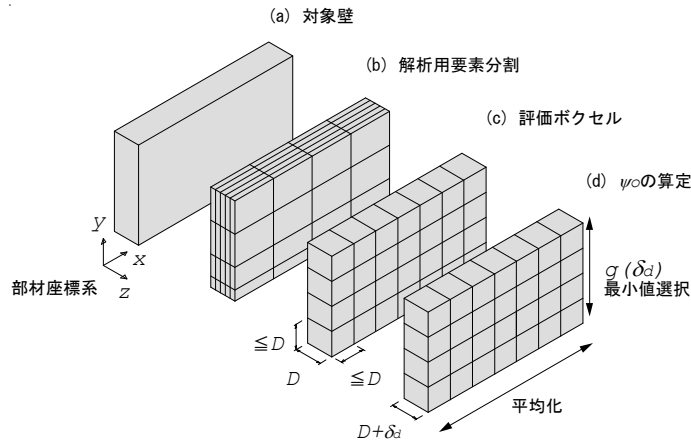


図 5-1 評価ボクセルの概念図

にする。提案法では、部材の厚さ方向の膨張量を算定することになるので、表面の節点とそれに対応する裏面の節点を結ぶ線分の方法は、面部材の法線方向に一致させる。評価ボクセルの節点変位は、どのような要素分割が行われた場合でも、章末の付録に示す要領で解析の節点変位出力から導き出すことができる。以上の設定には、部材厚増分の抽出を容易にすることに加えて、主圧縮ひずみを抽出する際の平均化領域に条件を設ける意図がある。その他に、以下のような副次的なメリットもある。厚さ方向に分布する情報が集約されることにより、ソリッド要素集合体の解析結果を平面要素集合体と同じ要領で可視化できる。全体のひずみ、応力分布を示すために多数の断面コンターを作成する必要がなく、主ひずみ図や主応力図の視認性が向上する。

(2) 面外方向の耐力残留率

3章において、曲げ降伏前後にせん断破壊する部材に関する検討を行い、正負の作用による斜めひび割れ、および付着割裂ひび割れの総体として発生する部材厚増分を部材厚で除した値が耐力低下と相関を持つことを示した。そして、部材軸直交方向の耐力残存率を評価する以下の実験式を得た。

$$g(\delta_d) = \begin{cases} 1.0 & (\delta_d/D \leq 0.00375) \\ 0.7 - 0.02\delta_d/D & (\delta_d/D > 0.00375) \end{cases} \quad (5-1)$$

ここで、 δ_d は部材厚増分、 D は初期部材厚 ($D = |\mathbf{x}_f - \mathbf{x}_b|$)、 $\mathbf{x}_f, \mathbf{x}_b$ はそれぞれ表面、裏面の評価ボクセル節点の位置である。面部材における面外方向の耐力残留率 ψ_o は、図5-1(d)に示すように評価ボクセルの節点を縦方向に走査して $g(\delta_d)$ の最小値を得た後、それを壁幅方向に平均化して求めることとする。

$$\psi_o = \sum_{i=1}^{n_x} \min_j [g\{\delta_d(x_i, y_j)\}] \cdot \frac{\Delta x}{L_x} \quad (5-2)$$

ここで、 L_x は壁の幅、 Δx は評価ボクセル節点の有効幅（隣接する左右それぞれの評価ボ

クセル幅の1/2の和)である。部材厚増分は、応答解析時に幾何学的非線形性を考慮した場合は式(5-3)とし、考慮していない場合は式(5-4)とする。

$$\delta_d = \left| (\mathbf{x}_f + \mathbf{u}_f) - (\mathbf{x}_b + \mathbf{u}_b) \right| - D \quad (5-3)$$

$$\delta_d = (\mathbf{u}_f - \mathbf{u}_b) \cdot \mathbf{n}_c \quad (5-4)$$

ここで、 $\mathbf{u}_f, \mathbf{u}_b$ は、それぞれ表面、裏面の評価ボクセル節点の変位、 \mathbf{n}_c は部材中心面の法線方向単位ベクトルである。幾何学的非線形性を考慮していない場合に、式(5-3)を用いると、部材厚増分、延いては損傷を過大評価する傾向になる。損傷の過大評価は、方向としては安全側である。

頂版、中床版、底版等の水平面部材は、管路軸方向と直交する方向について最小の $g(\delta_d)$ 値を取得し、管理軸方向に平均化することを基本とする。断面せいが幅より大きい水平線部材の場合は、断面せい(鉛直方向の長さ)を D_0 とし、部材軸方向に走査して得られた $g(\delta_d)$ の最小値をそのまま評価値 ψ_o とする。

(3) 面内方向の耐力残留率

面内方向の耐力残留率 ψ_i については、4章で導出した式を直接用いる。

$$\psi_i = 1 - \left(0.604 + 3.96 \cdot \frac{\sigma_0}{f_c} \right) \cdot \frac{l_x(\varepsilon_{cpr} \geq 0.01)}{L_x} \quad (5-5)$$

ここで、 l_x は、下端において面内変形成分から求めた主圧縮ひずみが1.0%以上の区間の幅とする。この形式では、個々の部材について軸力比を予め算定しておく必要があるが、軸力比が大きいほど ψ_i が小さくなる方向性を持っているので、例えば軸力比が0.1以下であることが自明である場合は、式(5-5)中の軸力比 σ_0/f_c に0.1を代入した次式を用いることによって安全側の評価結果を得ることができる。

$$\psi_i = 1 - \frac{l_x(\varepsilon_{cpr} \geq 0.01)}{L_x} \quad (5-6)$$

5.3 取水ピット模型の静的載荷実験

(1) 計画

a) 概要

前節で提案した部材単位の残留耐荷性能評価法を適用するため、面部材で構成されている地中構造物の代表例として取水ピットを取り上げ、1/10スケール模型の静的水平載荷実験を行う。取水ピットとは、火力・原子力発電所において、取水路の終点に位置し、運ばれてきた海水をポンプで汲み上げるための槽である(例えば2)。

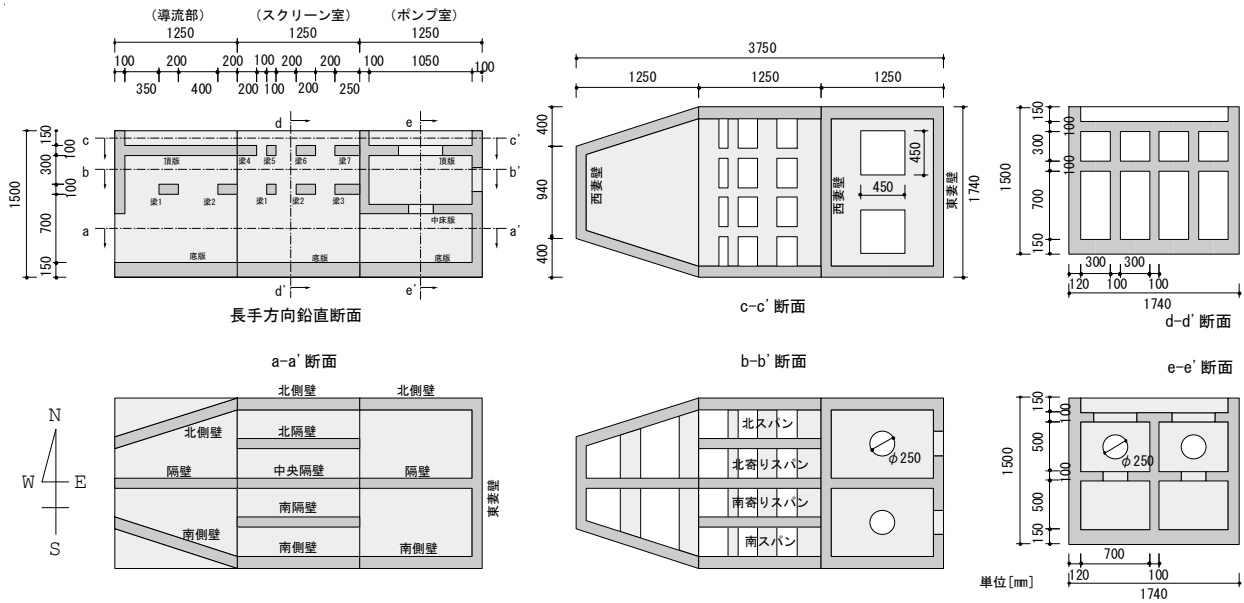


図 5-2 試験体の形状と寸法

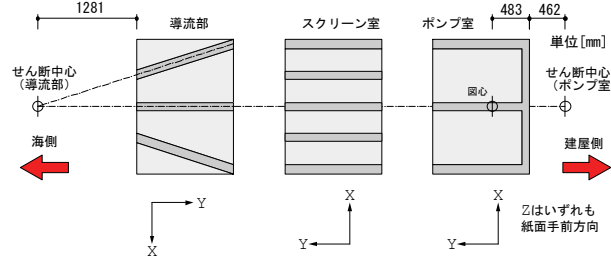


図 5-3 せん断中心および試験体座標系

b) 試験体

試験体の形状と寸法を図 5-2 に示す。試験体は、構造的に分離していることを想定した導流部、スクリーン室、ポンプ室の 3 体から成る。実際の取水ピットは、2～8 連が多く、頂部表面が地表面に相当する半地下構造物で、深さは 10～20m 程度ある。試験体は 4 連形式としており、高さが 1.5m なので、スケールはおおよそ実際の 1/10 程度である。図には、以降の記述で使用する方位と部材名称を記した。座標系は図 5-3 のように定め、X の正方向から荷重を開始した。実験装置の都合により、導流部と他の 2 体とで方向が反転している。代表的な断面の配筋を図 5-4 に示す。各部材とも、主筋には異型鉄筋 D6 と D4、配力筋には D4 を用い、引張鉄筋比が 0.4% 程度になるように配筋した。D4 と D6 それぞれの引張試験より、表 5-1 に示す結果が得られた。使用した鉄筋は、明瞭な降伏棚を有していないので、0.2% オフセット降伏点を記載した。

コンクリートは、導流部とスクリーン室については 3 回、ポンプ室については 4 回に分けて打設した。セメントとして普通ポルトランドセメント、粗骨材として最大骨材径 13mm の 6 号砕石を用いた。材料試験によって得られた物性を、表 5-2 に示す。

c) 荷重装置

荷重装置を図 5-5 に示す。水平荷重は片側 2 基、両側で 4 基の 1000kN ジャッキによって与えた。ジャッキに結合されたロードセルの先端と荷重用鋼材との間に球座と高分子

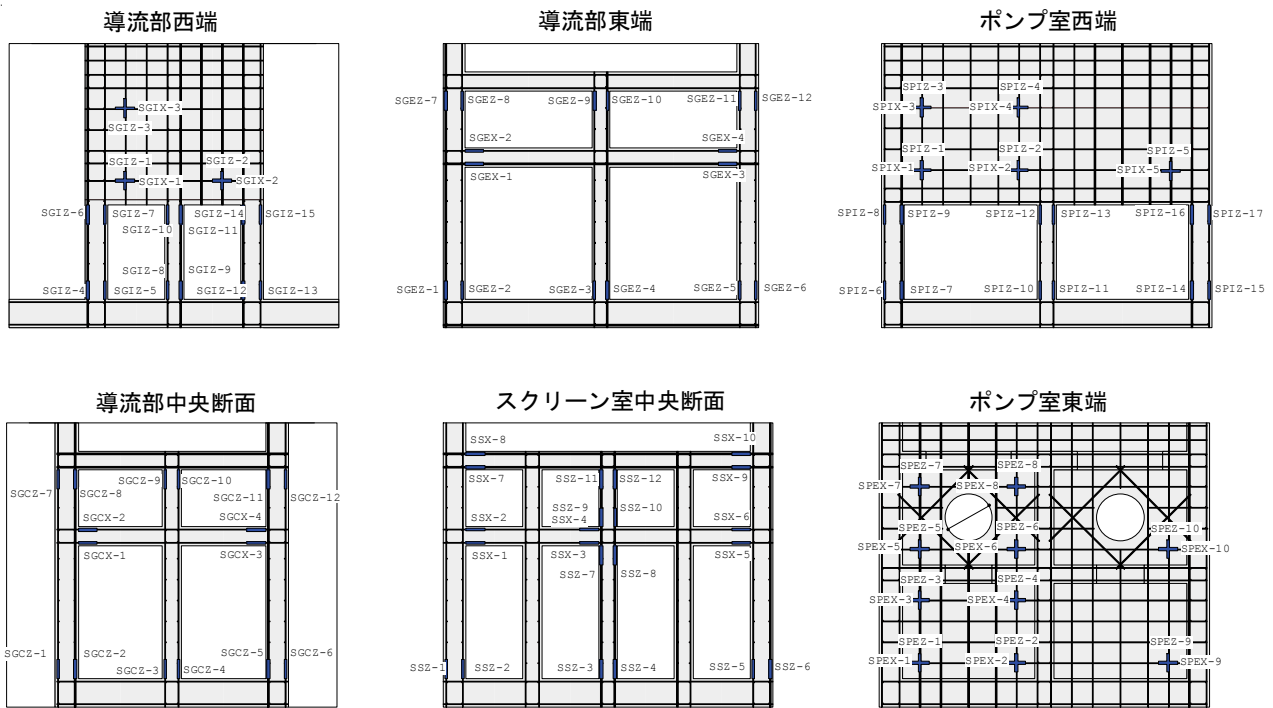


図 5-4 鉄筋ひずみゲージの貼付位置とその周辺の配筋

ポリエチレンシートを挟み、載荷点における回転とすべりを逃がすようにした。側壁が載荷方向に対して斜めになっている導流部の載荷を行うときは、頂版レベルで三角形の鋼材を試験体に結合し、載荷方向に直交する載荷面を形成した。

d) 計測計画

底版、中床版、頂版に対応する 3 種類の高さそれぞれの四隅で 3 方向変位を計測した。図 5-4 に示す位置の鉄筋にひずみゲージを貼付した。

e) 加力計画

以降の記述において、載荷の進行度合を示す指標として、変形角を用いる。ここでの変形角は、制御に用いた頂底版間の相対水平変位を、1.2m で除した値とする。制御に用い

表 5-1 鉄筋の特性

鉄筋の種類	公称断面積 [mm ²]	降伏強度 (0.2%offset) [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	伸び [%]	ヤング係数 [× 10 ³ N/mm ²]
D4	14.05	341.1	510.7	17.3	194.6
D6	31.67	325.0	492.8	17.5	198.6

表 5-2 コンクリートの特性

	体積 [m ³]	質量 [t]	部位	コンクリート		
				圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [× 10 ³ N/mm ²]	割裂引張強 度 [N/mm ²]
導流部	1.103	2.598	底版	41.2	32.1	3.42
			1層目壁・中床版	20.6	26.5	1.93
			2層目壁・頂版	27.3	27.1	2.22
スクリーン室	1.337	3.136	底版	42.1	32.2	3.51
			1層目壁・中床版	20.9	26.6	1.93
			2層目壁・頂版	27.9	27.2	2.28
ポンプ室	1.421	3.347	底版	43.9	32.3	3.69
			1層目壁・中床版	21.5	26.7	1.92
			2層目壁	28.8	27.4	2.40
			頂版	31.8	29.2	2.48

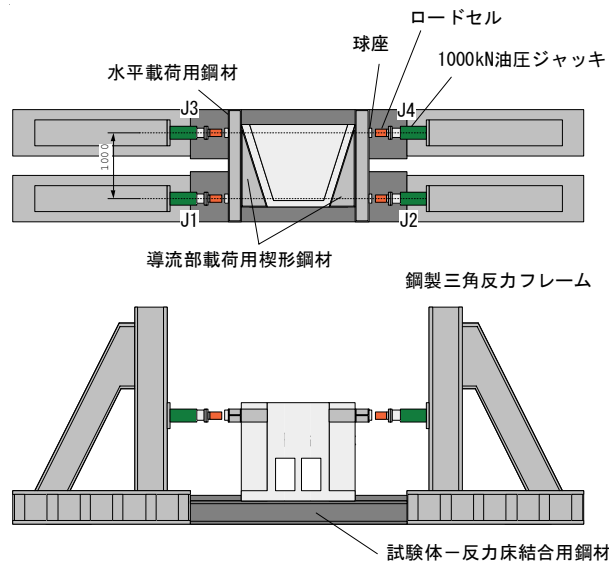


図 5-5 載荷装置（導流部の例）

表 5-3 加力スケジュール一覧

	荷重条件	制御変位	折返し点[変形角(=制御変位/1.2m)]
導流部	東西等荷重	東頂部2点X変位の平均	±0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.65, 0.8, 1.0, 1.25%
	西端載荷	頂部4点X変位の平均	±1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 5.0, 6.0%
スクリーン室	東西等変位	頂部4点X変位の平均	±0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.65, 0.8, 1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 5.0, 6.0%, +10%
ポンプ室	東西等荷重	西頂部2点X変位の平均	±0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.65, 0.8, 1.0, 1.25%
	東西等変位	頂部4点X変位の平均	±1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0%

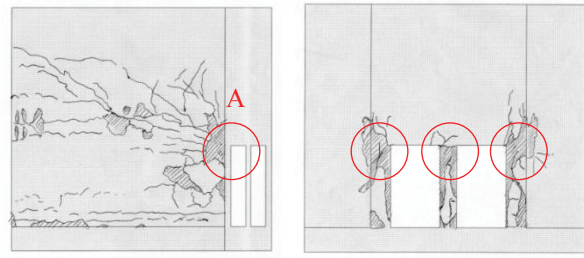
た計測点および加力スケジュールは、表 5-3 に示すように、試験体毎に異なる。導流部とポンプ室は、せん断中心と図心が離れていることから、複数の荷重条件に対する応答を見るために途中で切り替えを行っている。試験体毎の詳細な条件を以下に記す。

スクリーン室については、4 個全てのジャッキを異なる油圧系統に接続し、西頂部 2 点の X 方向変位の平均と、東頂部 2 点の X 方向変位の平均が同じになるように載荷した（東西等変位）。

ポンプ室は、西頂部 2 点の X 方向変位の平均に基づく変形角が 1.25%に至るまでジャッキ J1 と J3、J2 と J4 をそれぞれ 1 つの油圧系統に接続し、両者が同じ荷重を与えるようにした（東西等荷重）。後半は 4 個全てのジャッキを異なる油圧系統に繋ぎ変え、東西等変位となるように載荷した。

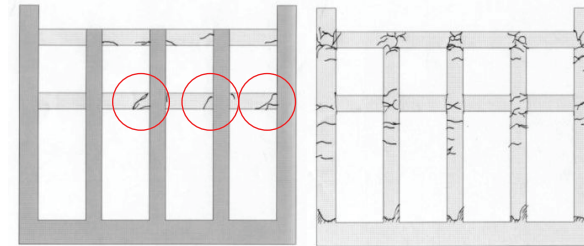
導流部は、東頂部 2 点の X 方向変位の平均に基づく変形角が 1.25%に至るまでの間、ポンプ室と同様、東西等荷重条件とした。せん断中心が離れていて東西等変位の載荷が困難であったため、それ以降は、頂部 4 点の X 方向変位の平均を制御項目とし、西側のジャッキ J1 と J2 のみを用いて正負交番載荷を行った（西端載荷）。

導流部とスクリーン室については、水平載荷の終了後、東西方向の中央で南北両側壁の上に鋼材を掛け渡し、1200kN を（装置上の）上限とする鉛直載荷を行って鉛直方向の支持性能を確認した。



(a) 北側壁正面 (b) 西面

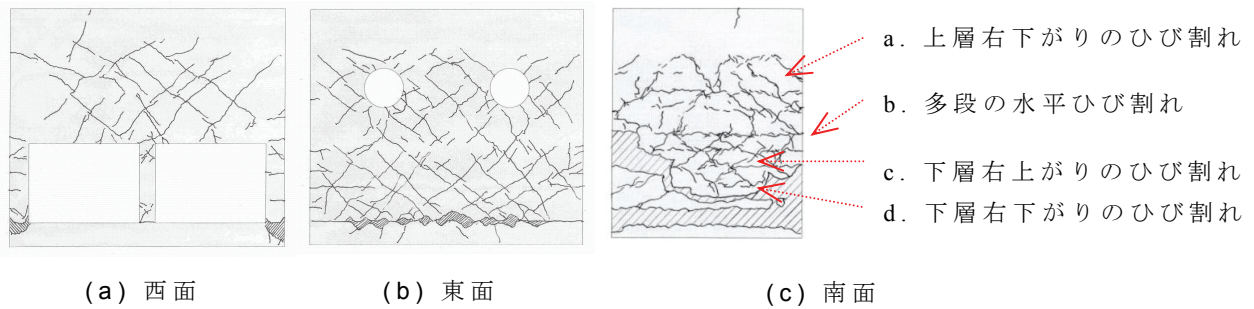
図 5-6 導流部ひび割れ図 (載荷終了時)



(a) 頂部梁 2・中部梁 1 西面 (b) 東面

図 5-7 スクリーン室ひび割れ図

(載荷終了時)



(a) 西面

(b) 東面

(c) 南面

図 5-8 ポンプ室ひび割れ図

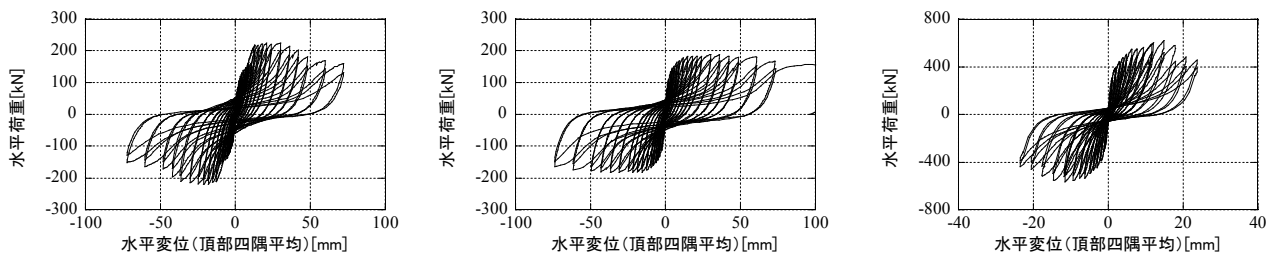
(載荷終了時)

(2) 結果

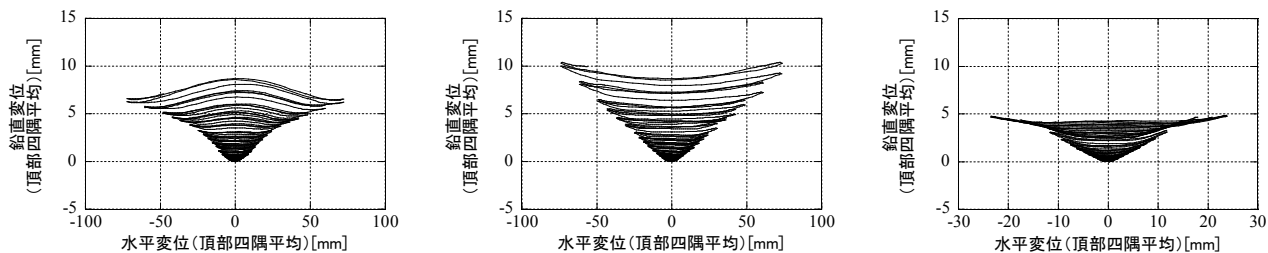
a) 導流部

両側壁・隔壁の西妻壁直下に位置する部分（図 5-6 の円で囲った部分）に損傷が集中したので、この領域を A と置き、以降の記述に用いる。東西等荷重過程の変形角 0.3% のサイクルにおいて、側壁下端に最初の曲げひび割れが確認された。変形角 0.4%～0.65% のサイクルで、側壁外面に、領域 A から東（建屋側）上方に伸びるひび割れが発生・進展した。西端載荷過程に移行すると、領域 A における面外斜めひび割れの開きが目立ち始めた。変形角 2% のサイクルでは、側壁全域の下端にかぶりの剥離が生じた。変形角 2.5% のサイクルで、領域 A の主筋が露出した。変形角 4% のサイクルになると、領域 A の激しい損傷により、西妻壁と両側壁が分離しているような挙動を示した。水平載荷終了後、1200kN（鉛直部材の総面積で除すると 2.82N/mm^2 、軸力比 0.107 に当たる）の鉛直荷重を支持することができた。

図 5-9 の左の 2 図が、導流部の X 方向変位－X 方向荷重関係および X 方向変位－鉛直（Z 方向）変位関係である。±10mm 付近で骨格曲線の勾配が若干大きくなっているが、



(a) X 方向変位 - X 方向荷重関係



(b) X 方向変位 - 鉛直変位関係

図 5-9 実験結果 - 構造物全体レベルの特性 -

(左) 導流部 (中) スクリーン室 (右) ポンプ室

これが東西等荷重過程と西端載荷過程の境目に当たる。東西等荷重の過程では、東端が西端の 2 倍程度の変位を示した。鉛直変位は、東西端で同程度であった。西端載荷過程に移行した後、変形角 2.5% のサイクルで、最大耐力 224kN を記録した。それ以降は緩やかな軟化を示し、変形角 4.0% のサイクルまで、最大耐力の 80% 以上を維持した。X 方向変位の大きなサイクルでは、折返し点から X 方向変位ゼロの状態に戻す過程で鉛直変位が上昇するというやや奇異な挙動を示しているが、これには幾何学的変形が影響していると考えている。例えば、構造物全体の変形が 4% のとき、上層にある西妻壁はほとんど変形していないため、西妻壁直下の側壁・隔壁の変形角はその倍程度に達しており、幾何学的な効果はかなり大きい。

b) スクリーン室

変形角 0.2% のサイクルで、最初の曲げひび割れが確認された。その後の過程において、曲げひび割れは、全部材の材端で発生した。材端から 100mm 弱離れた位置に 2 本目の曲げひび割れが発生する部材もあったが、多くは材端の 1 本の曲げひび割れの拡幅が卓越した。変形角 2% のサイクルで、最も南側にあるスパンの中段梁の材端に斜めひび割れが発生した (図 5-7 の円で囲った部分)。変形角 5~6% のサイクルで、側壁・隔壁の下端や頂梁材端下面で小規模なコンクリートの剥離と主筋の座屈が多数発生した。また、中段梁や頂部梁の複数の材端で斜めひび割れが発生した。水平載荷終了後、1200kN (鉛直部材の総面積で除すると 1.78N/mm^2 、軸力比 0.067 に当たる) の鉛直荷重を支持することができた。

図 5-9 の中央 2 図が、スクリーン室の X 方向変位 - X 方向荷重関係である。変形角 2.5% のサイクルで、最大耐力 189kN を発揮した。最大耐力を示した後の軟化勾配は非常に緩やかであり、変形角 10% の時点においてなお、最大耐力の 80% 以上を維持した。

c) ポンプ室

東西等荷重過程では、変形角 0.1%のサイクルにおいて、東妻壁下層に最初のせん断ひび割れが発生した。変形角 0.2%のサイクルにおいて、側壁と中床版の交線に沿って曲げひび割れ、西妻壁に最初のせん断ひび割れ、側壁外面下半分に斜めひび割れ（図 5-8(c)の c、d）が発生した。東妻壁下層および西妻壁のせん断ひび割れは、その後徐々に本数が増加した。変形角 0.65%のサイクルになると、側壁下方に複数の水平ひび割れが発生した（図 5-8(c)の b）。これは、構造物全体の曲げによって側壁が引張軸力を受けているためと考えられる。東西等荷重の過程では、東妻壁上層および側壁上層の損傷の少なさが目立ったが、東西等変位過程に移行した後、それらの領域にもせん断ひび割れが広がった（図 5-8(c)の a）。変形角 1.5%のサイクルから、東妻壁下端の打継ぎ面に沿った滑りが発生し始めた。変形角 1.75%のサイクルになると、打継ぎ面の滑りが顕著になり、近傍の縦筋が強い局所曲げを受けて妻壁のかぶりコンクリートを面外方向に弾き出す様子が観察された。

図 5-9 の右の 2 図が、ポンプ室の X 方向変位－X 方向荷重関係である。東西等荷重過程では、西端が東端の 2 倍程度の変位を示したが、頂部四隅の平均を横軸としたグラフ上では、東西等荷重過程と東西等変位過程の骨格曲線は、ほぼ連続していた。東西等変位過程に移行した後、変形角 1.25%の時点で最大耐力 620kN を記録した。これはスクリーン室の 3.28 倍に相当する。最大耐力を示した後は、他の 2 体より顕著な軟化を示し、変形角 1.75%の時点で最大耐力の 80%を下回った。

d) 最大荷重時の変位分布

表 5-4 は、載荷過程毎に、その過程における最大荷重時の変位分布を整理したものである。頂部と中段のそれぞれについて、西側（海側）の南北 2 点平均、および東側（建屋側）南北 2 点平均の水平変位、鉛直変位を記入している。この表に基づいて変形モードを考察する。なお、中段という単語が参照している高さは、図 5-2 に示されているように、導流部・スクリーン室とポンプ室とで異なっており、ポンプ室の方が少し低い。

導流部の東西等荷重過程では、東側の水平変位が西側の水平変位を大きく上回っている。これは、鉛直軸周りに回転を生じているためである。また、西側の水平変位は、頂部と中段でほとんど変化していない。これは、西側中段から頂部にかけて面内抵抗要素である妻壁が存在しているためである。西端載荷過程でもこの傾向は継続している。鉛直変位（上方への伸長を正とする）は、東西等荷重過程では東西で大差ないが、西端載荷過程に入ると、西側の方がやや大きくなっている。東西等荷重過程、西端載荷過程を通して、鉛直変

表 5-4 各載荷過程の水平荷重最大時における変位分布

	構造物種類	載荷過程	水平荷重合計[kN]	頂部変位[mm]				中段変位[mm]			
				西(海側)		東(建屋側)		西(海側)		東(建屋側)	
				水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
実験	導流部	東西等荷重	162	6.38	0.97	14.94	0.90	6.00	0.95	10.54	0.70
	導流部	西端載荷	224	25.39	4.16	34.64	3.15	24.84	4.39	24.54	3.05
	スクリーン室	東西等変位	189	30.09	3.30	30.35	3.31	23.14	3.20	22.58	2.66
	ポンプ室	東西等荷重	588	15.15	3.45	8.27	1.90	13.09	3.06	5.02	1.71
	ポンプ室	東西等変位	620	15.01	3.43	14.80	4.64	12.85	3.03	8.48	3.56
解析 (モデルB)	導流部	東西等荷重	167	6.50	1.08	12.27	1.10	6.01	1.03	9.43	0.81
	導流部	西端載荷	211	23.54	3.91	38.44	3.83	22.13	3.51	28.91	2.84
	スクリーン室	東西等変位	177	30.00	4.19	30.00	4.49	26.62	3.59	26.96	4.12
	ポンプ室	東西等荷重	587	9.78	2.18	6.63	2.97	8.60	1.99	4.53	2.79
	ポンプ室	東西等変位	531	14.28	2.59	14.75	6.16	12.19	2.40	9.94	4.96

※鉛直変位は上方への伸長を正とする

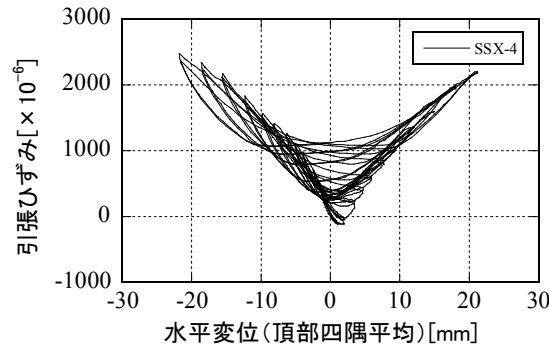


図 5-10 鉄筋ひずみに見られる付着の損失状況

位の大部分は中段以下のレベルで生じている。

スクリーン室は、概ね二次元的な挙動を呈している。頂部と中段の水平変位の比は、30:23 となっており、層間変形角で比較するとやや下層の方が大きい。下層の鉛直部材の方がスレンダーであるから、これは順当な結果である。スクリーン室についても、鉛直変位の大部分は下層で生じている。

ポンプ室は、導流部と反対に、東端前面が妻壁となっていて剛性が高いため、東西等荷重過程では西側の水平変位が大きくなっている。西側の上層もまた妻壁なので、その水平変位の大部分は下層で生じている。西側下層の水平変位が大きいのは、東西等変位過程に移行した後も同様である。鉛直変位は、東西等荷重過程では、東西で大差ないが、東西等変位過程では東側の方が明らかに大きい。ポンプ室の東側は、水平変位に対する鉛直変位の比が最も大きい。アスペクト比の小さな部材ほど、端的に言えば柱よりも妻壁の方が、鉛直変位／水平変位比が大きくなるのは、2章と4章を通して得た知見と合致する。

e) 内部履歴曲線のピンチングについて

水平変位－水平荷重関係における内部履歴は、いずれのケースも顕著な逆 S 字形（ピンチング）を呈している。この現象は、一般的には、部材がせん断破壊したとき、または鉄筋－コンクリート間の付着劣化が生じたときに現れる。ポンプ室に関しては、全体挙動を支配している東妻壁の面内せん断ひび割れおよび同壁下端におけるせん断すべりの進展が、直接的原因と考えられる。一方、導流部やスクリーン室で見られるピンチングには、幾つかの理由が介在している。まず、±50mm を超える大変形のサイクルでは、各鉛直部材の下端で主筋が座屈して圧縮抵抗を発揮しなくなったことにより、変形の小さな領域における水平抵抗が低下したと考えられる。その他に、縮小模型特有の理由も挙げられる。一つは、内部接合部が通し配筋となっていることである。通し配筋された接合部では鉄筋－コンクリート間の付着が問題になることは知られている^{3)~7)}。本実験の試験体は、D4 や D6 といった細径の鉄筋と用いたとはいえ、なお構造物の縮尺に比して鉄筋径の縮尺が小さい。同じ総断面積の鉄筋を想定したとき、太径で少数の方が付着抵抗が弱く、付着劣化を引き起こしやすい。図 5-10 は、スクリーン室の中断梁の中央隔壁との接合部近傍における鉄筋ひずみの挙動であり、傾向の読み取りやすかった変形角 1.75% のサイクルまでを抽出している。正負のいずれの方向に載荷されている時にも引張力を受けており、平面保持仮定が成立していない状態になっていることが分かる。

5.4 非線形有限要素解析結果に対する損傷評価

(1) 解析条件

a) 要素分割

解析コードとして、COM3D-2011⁸⁾を使用する。要素分割を図5-11に示す。導流部、スクリーン室、ポンプ室とも、8節点1次ソリッド要素で分割した。材端には、鉄筋の拔出しを考慮するための接合要素を設けた。部材の厚さ方向は4分割を基本とした。さらなる細分割や2次要素の使用など、精度の向上を期待できる幾つかの手立てがあるが、計算速度、出力データ量、前後処理の効率等を考慮して、今回の検討ではこの分割で検討を進めることとした。ただし、部材レベルの小規模モデルを用いた事前計算により、厚さ方向の分割数を若干増やしても結果に大差を生じないことを確認した。

導流部、スクリーン室、ポンプ室それぞれについて、AとBの2種類のモデルを作成した。モデルAは、接合要素の入力条件として解析コードが要求する鉄筋径、付着長、拔出しが発生する方向（片側／両側）、骨材径等について、試験体のそれらに即した値を用いた。しかし、前章で示したように、実験の水平荷重－水平変位関係におけるピンチングは著しく、特に内部履歴（エネルギー吸収量）に関する実験－解析間の開きが大きいという結果に至った。そこで、コンクリートの圧縮強度と鉄筋の降伏強度を変えないという条件で接合要素単体のテストを繰り返してエネルギー吸収量が小さくなる条件を探索し、その結果得られた図5-12の実線に示す特性を接合要素に与えたモデルがBである。

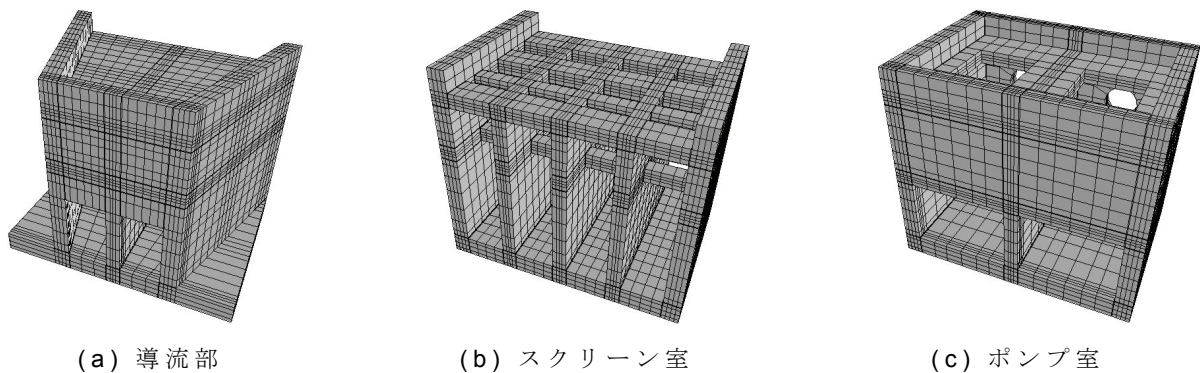


図 5-11 解析モデル

表 5-5 解析モデルの諸元

No	対象	モデル	節点数	要素数	c値(引張軟化パラメータ)	
					RC要素	無筋要素
1	導流部	A	13935	10848	0.4	2.0
2		B			0.8	
3	スクリーン室	A	13265	9408	0.4	
4		B			0.8	
5	ポンプ室	A	13205	10432	0.4	
6		B			0.8	

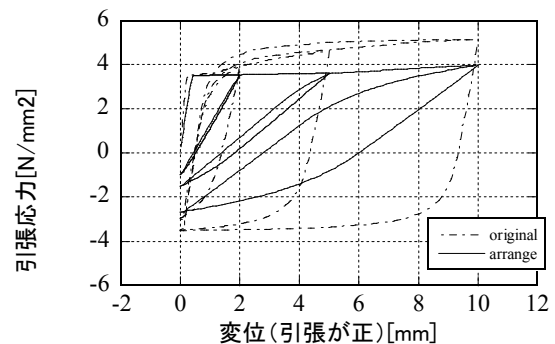
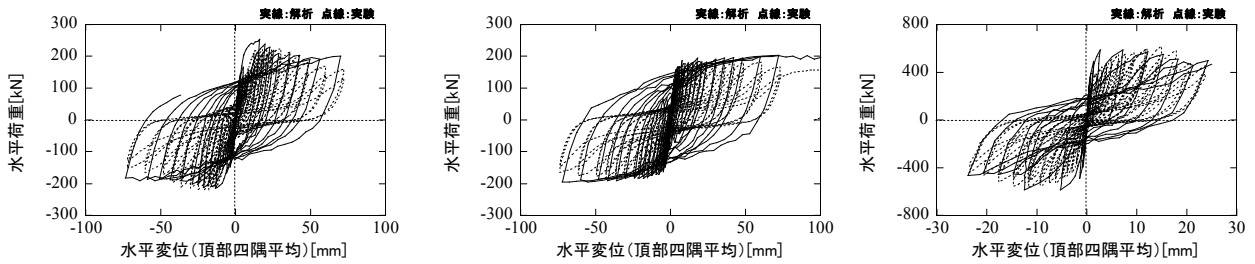
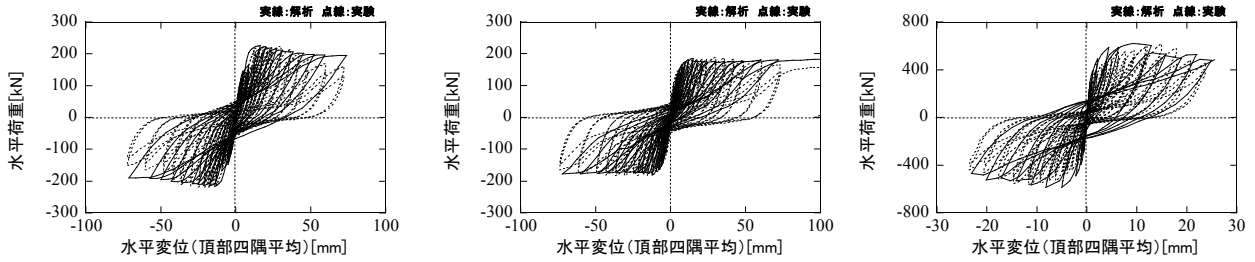


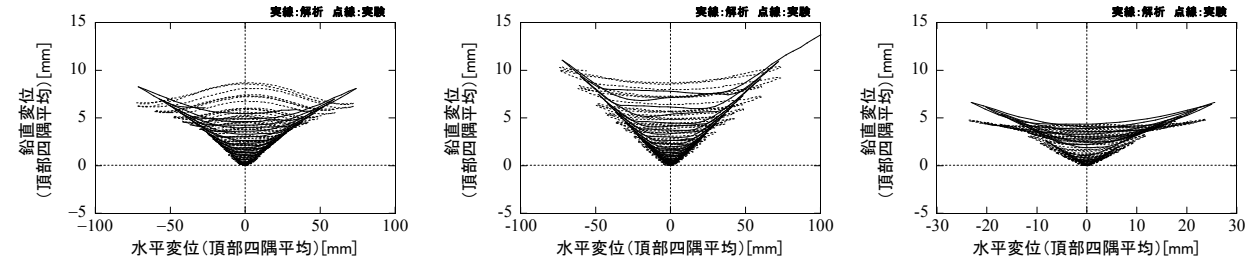
図 5-12 接合要素の引張方向の特性



(a) 水平変位－水平荷重関係 [モデル A]



(b) 水平変位－水平荷重関係 [モデル B]



(c) 水平変位－鉛直変位関係 [モデル B]

図 5-13 実験と解析の比較 (左) 導流部 (中) スクリーン室 (右) ポンプ室

b) 材料特性

コンクリートの圧縮強度、ヤング係数、および引張強度は材料試験による値を用いた。鉄筋の降伏強度として、引張試験で得た0.2%オフセット降伏強度を用いた。引張軟化特性を規定するc値⁹⁾は、無筋要素について一律2.0とした。無筋要素のc値は要素寸法依存性のある入力パラメータで、大きくするほど引張強度点到達後の強度低下勾配が急激になる。2.0は要素長200mmに対応する値で、ここで作成した解析モデルの要素長からすれば十分大きい値である。鉄筋を含む要素の鉄筋軸方向については、モデルAで0.4、モデルBでは付着劣化を想定して0.8とした。

c) 境界条件と荷重条件

底面を構成する節点の変位3成分をすべて固定とした。

導流部とポンプ室の東西等荷重過程については、荷重制御で頂版中央面の南辺と北辺に交互に載荷・除荷を行った。スクリーン室とポンプ室の東西等変位過程については、変位制御で頂版中央面に含まれる全節点に正負交番の強制変位を与えた。導流部の西側載荷過程については、変位制御で頂版中央面と西妻壁中央面の交線上に位置する全節点に正負交番の強制変位を与えた。全過程の解析は計算機性能の点で困難であったため、折返し点を部分的に省き、各折返し点での繰返し数も1とした。

(2) 結果と考察

a) 荷重－変位関係

図5-13に、導流部モデルA・B、スクリーン室モデルA・B、ポンプ室モデルA・Bそれぞれの水平変位－水平荷重関係を示す。骨格曲線はいずれのモデルも実験結果と良く適合しているが、モデルAは内部履歴面積を過大に評価している。モデルBでも内部履歴曲線の顕著な逆S字形状は再現されていないが、履歴面積が減少しており、接合要素の特性が内部履歴に強く影響していることが分かる。

相対的にはモデルBの方が適合性が良いと判断し、図5-13にはモデルBの方の水平変位－鉛直変位関係を示した。スクリーン室の全解析過程、導流部の±30mm以内、およびポンプ室の±10mm以内の領域における鉛直変位の挙動はよく再現されている。しかし、導流部とポンプ室の水平変位の大きな領域では、解析の方が鉛直変位を大きく（上方に）評価している。一つの原因として、材端、特に側壁・隔壁下端における主筋の座屈を考慮していないことが挙げられる。また、導流部における水平変位がゼロに戻る過程で鉛直変位が上昇する傾向は捉えられていない。こちらは、幾何学的変形の効果と考えられるので、幾何学的非線形性を考慮していない今回の解析では追跡できなかったと考えている。

先の表5-4には、頂部西、頂部東、中段西、中段東の水平変位と鉛直変位の解析結果を、実験結果と比較できるように一覧にして記した。導流部とポンプ室の東西等荷重過程の欄は、同過程の解析中における最大荷重点を抽出している。導流部の実験結果162kNに対して解析結果167kN、ポンプ室の実験結果588kNに対して解析結果587kNと、精度は良好である。ポンプ室は最大荷重点の水平変位をやや小さめに評価しているが、西側の水平変位が東側よりも大きい傾向などを良く捉えている。

導流部の西端載荷過程、スクリーン室、ポンプ室の東西等変位過程の欄は、頂部四隅の平均水平変位が実験時のそれに最も近い点を抽出している。ポンプ室の水平荷重が実験結果620kNに対して解析結果531kNとやや小さめになっているのは、解析が水平変位をやや小さめに見積もっており、実験と同じ水平変位の点ではすでに最大耐力点を超過しているためである。変位分布を概観すると、導流部において、

- ・鉛直軸周りの回転によって東側の水平変位が大きくなる。
- ・西側の水平変位は大部分が中段以下で生じる。
- ・鉛直変位の大部分が中段以下で生じる。

スクリーン室において、

- ・層間変形角で見ると下層の変形が相対的に大きい。
- ・鉛直変位の大部分が中段以下で生じる。

ポンプ室において、

- ・西側下層の水平変位が大きい。
- ・東側の鉛直変位／水平変位比が大きい。

といった前節で述べた事項が適切に表現されている。

b) 変位、ひずみの分布

図5-14(a)は、導流部の頂部四隅平均水平変位87.6mmの時点における変形図である。西側正面をやや上方から見た透視図で描いている。同図手前に当たる西端頂部に載荷する過程に移行した後の状態であるが、それにもかかわらず奥の方が水平変位が大きく、全体

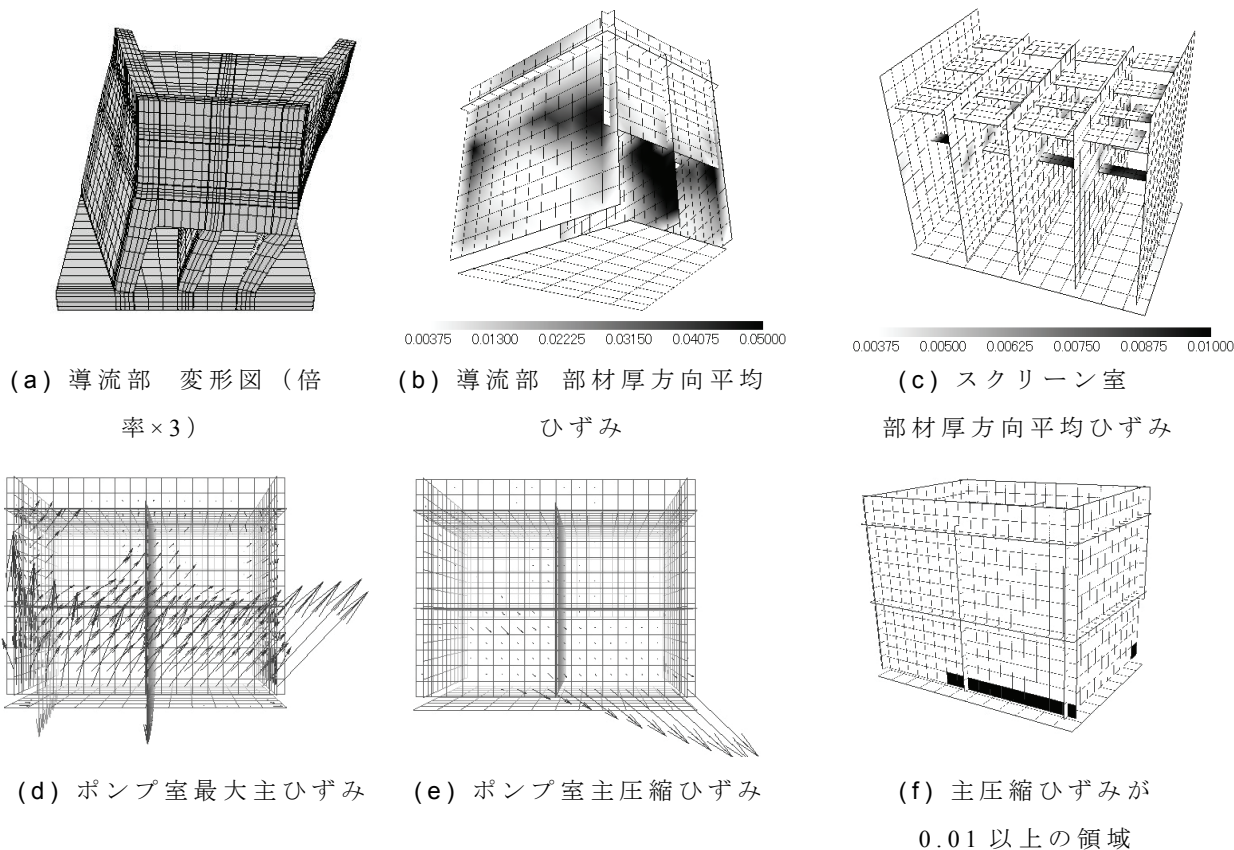


図 5-14 解析結果の可視化

として鉛直軸周りにねじれている様子が見て取れる。図5-3で示したように、せん断中心が妻壁よりも紙面手前方向にあることの影響だが、それは非線形化した後も続いている。これは実験で得られた傾向と合致している。

図5-14(b)は、同じく導流部の解析終了時点における厚さ方向平均引張ひずみの分布である。ソリッド要素で分割した構造物の解析結果であるが、評価ボクセルに基づいて出力を整理しているため、厚さ方向の情報を可視化するのに断面図を作成する必要がない。図の黒くなっている部分が、平均引張ひずみが大きい、すなわち面外せん断破壊が進行している領域を表しており、図5-6の領域Aの激しい損傷が再現されている。

図5-14(c)は、スクリーン室の頂部四隅平均水平変位120mmの時点における厚さ方向平均引張ひずみ分布である。中段の梁の部分が黒くなっており、面外せん断破壊が進行している。この傾向も図5-7の損傷部位と整合している。

図5-14(d)は、ポンプ室の頂部四隅平均水平変位25.5mm時点における最大主ひずみ図である。東妻壁を東側から見ている。東妻壁には実際には円形の穴が空いているが、便宜上、評価ボクセルを面内に均等に配置しているため、穴は図示されていない。左下の領域では最大主ひずみの方向が鉛直に近く、左下基部に曲げひび割れが発生していることが分かる。一方、左上から右下の領域にかけては最大主ひずみの方向が右上45°を向いており、図5-8(b)の斜めひび割れと対応している。図5-14(e)は、同じ時点の主圧縮ひずみ図、同図(f)は、その主圧縮ひずみが0.01以上の領域を塗りつぶした図である。3章の検討で得た結果と同様、主圧縮ひずみは基部に集中している。このように、解析は今回の試験体の損傷進展モードを良く捉えることができている。

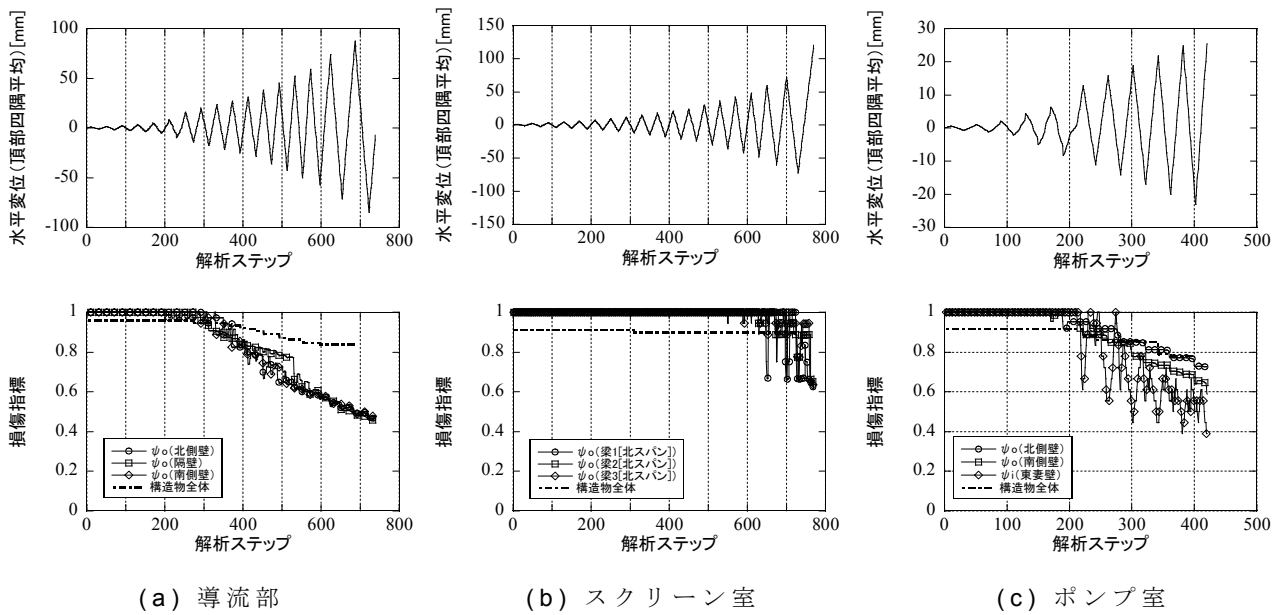


図 5-15 部材耐力残留率の算定

(3) 部材耐力残留率の算定

5.2節で作成した ψ_o 、 ψ_i を算定し、特に明瞭な低下が認められた部材におけるその推移を図化したのが図 5-15 である。上段が解析で入力した頂部四隅平均水平変位の履歴、下段が対応する ψ_o 、 ψ_i を表わしている。下段の図には、図 5-9 の水平変位－水平荷重関係から求めた構造物全体の水平耐力の残留率を鎖線で併せて記入した。この残留率は、着目ステップ以降に発揮された正負それぞれの水平荷重の最大値の小さい方を最大耐力で除した比として算出している。初期段階から 1 でないのは、この定義によると、正負個別に見た最大荷重の小さい方の大きい方に対する比が初期値になるためであって、本質的な問題ではない。

図 5-15(a) の導流部では、図 5-14(b) に示されている西妻壁近傍の側壁・隔壁の面外せん断破壊によって、それらの部材の ψ_o が低下している。スクリーン室は、実験では最終段階まで損傷が軽微で、ほとんど水平耐力が低下しなかった。評価の結果は、図 5-15(b) に示すように、解析ステップ後半で梁の ψ_o が若干低下しているのみで、鉛直部材の ψ_o 、 ψ_i は低下しておらず、実験結果と整合している。ポンプ室では東妻壁の基部すべりが、同部材の ψ_i の低下として表れている。

導流部、ポンプ室に関して、鎖線で示した構造物全体としての耐力低下の始まりは、いずれかの部材の ψ_o 、 ψ_i の低下の始まりと対応している。そして、損傷が卓越する部材における ψ_o 、 ψ_i の低下度合は、構造物全体としての耐力低下の度合よりも大きくなっている。不静定構造物においては、部分の損傷度の方が、構造物全体の損傷度より大きいという大小関係を持つはずであるから、 ψ_o 、 ψ_i は部分の損傷指標として適切な性格を備えている。

なお、ポストピーク領域における現象の不確実性の高さは経験的によく知られるところであるから、今後、同領域の挙動に主眼を置いたより多くの実験データを蓄積して、 ψ_o 、 ψ_i の精度を高める必要があることは、3、4章でも述べたとおりである。

5.5 今後の課題－他の損傷進展モードについて－

本研究では、破壊モードおよびそれに続く損傷進展モードとして、面外方向については曲げ降伏前後のせん断破壊と厚さ方向の膨張、面内方向については下辺面内曲げ圧縮縁近傍を起点とする圧壊・せん断破壊とその水平方向への広がりに着目した。本研究の対象構造物は、コンクリート・鉄筋の種類や配筋が比較的定型化されていて、あまり多様性を持たないので、これらは面外、面内の作用に対してそれぞれ卓越しやすいモードであるとは考えられるが、他のモードが発現する可能性も否定されてはいない。今回検討できていないこれら他の破壊モード・損傷進展モードに関する現時点での構想を書き留めておく。

面外作用に対しては、(i)面外せん断補強筋比が十分に配されている場合に面外曲げ圧縮系の破壊（コンクリート圧縮縁の圧壊）が生じうる。また、(ii)引張鉄筋比が極度に小さい場合は引張鉄筋の破断が生じる可能性がある。現段階でこれらのモードを評価に含めるとすれば、(i)については曲げ圧縮縁に位置する要素の圧縮ひずみ、(ii)については鉄筋要素の引張ひずみや曲げひび割れの幅に基準値を設けて、式(5-2)算出時にそれを超過した線素の g 値をゼロにするという方策が考えられる。曲げ圧縮縁の圧縮ひずみの基準値としては、耐震性能照査マニュアル¹⁰⁾で用いられている0.01という値が挙げられるが、実際にはその値に到達すると同時に耐力が急激にゼロに低下するとは考えにくいので、今後、耐力残留率と圧壊の程度・広がりとの関係を明らかにする検討が必要である。(ii)については、破断の基準を満たすと同時に g 値をゼロにするという考え方でおよそ妥当と考えている。ただし、鉄筋の破断に対応する引張ひずみ（もしくは曲げひび割れ幅）に関する実験的知見が不足している。注意を要するのは、鉄筋の引張試験で得られるような破断時の局所的なひずみではなく、コンクリート中に埋め込まれて押し引きの繰返しによって破断する鉄筋の平均ひずみが必要だという点である。

面内作用に対しては、4章末でも触れたように、水平鉄筋比が小さい壁体において、図4-26(c)のような1本の斜めひび割れの拡幅が卓越する損傷進展モードがありうるので、これを ψ_i の評価式に組み込むことが今後の課題である。

5.6 まとめ

火力・原子力発電所の地中構造物のような面部材で構成される鉄筋コンクリート製構造物を対象とした損傷評価法を提案した。そこでは、部材毎に、面外作用による損傷指標と、面内作用による損傷指標を算定する。面外作用による損傷指標 ψ_o は、部材の厚さ方向の膨張（部材厚増分）から、前報で定式化した関係式を用いて水平耐力残留率を求め、それを水平（壁幅）方向に平均化することによって算定する。面内作用による損傷指標 ψ_i は、壁の下辺に接する要素に着目し、主圧縮ひずみが一定値以上である領域の幅の下辺全幅に対する比とする。

1/10スケール取水ピット模型の静的水平載荷実験の材料非線形解析によるシミュレーションを行い、そこで得られた変位分布に対して、提案法による損傷評価を行った。構造物全体としての耐力低下の始まりと、構造物を構成する一部の部材における ψ_o 、 ψ_i の低下の始まりは概ね対応した。また、これら部材耐力残留率の低下度合が構造物の耐力残留

率の低下よりも大きかったことから、 ψ_o 、 ψ_i は部材の損傷レベルを表す指標として適切な性格を備えていると考えられる。

参考文献

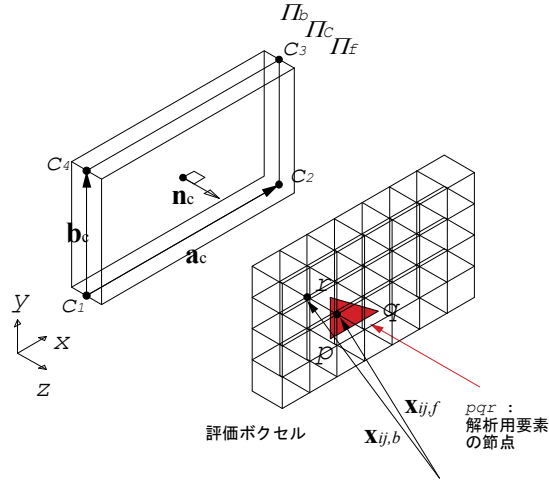
- 1) 竹内則雄, 古屋隆, 山田俊雄: ボロノイ多角形を用いた RBSM の要素自動分割について, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 1 部, pp.1430-1431, 1993.
- 2) 安田悟, 平田一穂, 吉田泰隆: 女川原子力発電所 3 号機 3 次元 FEM 解析等を用いた屋外重要土木構造物の耐震設計, 電力土木, No.277, pp.67-71, 1998.9
- 3) 林静雄, 森本敏幸, 黒正清治: 柱はり接合部内を通し配筋されたはり主筋の付着に関する実験, 第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.421-424, 1983.
- 4) 寺岡勝, 狩野芳一, 林和也, 佐々木聡: RC 内柱・梁接合部の復元力特性に及ぼす通し梁主筋の付着特性の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.425-430, 1992.
- 5) 姜柱, 北山和宏, 香山恆毅, 古田智基: 鉄筋コンクリート骨組内の梁通し筋の付着特性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.297-302, 1995.
- 6) 田島祐之, 北山和宏, 奥田誠, 岸田慎司: RC 内柱・梁接合部の破壊と柱・梁通し筋の付着性状との関係, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.697-702, 2000.
- 7) 藤井栄, 村上秀夫, 山田稔明, 森田司郎: 高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁通し筋の付着性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, pp.483-488, 1991.
- 8) Maekawa, K., Pimanmas, A., and Okamura, H.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, 2003.
- 9) An, X., Maekawa, K., and Okamura, H.: Numerical simulation of size effect in shear strength of RC beams, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, JSCE, No.564/V-35, pp.297-316, 1997.5
- 10) 土木学会原子力土木委員会: 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル, 2005.6

5章付録 解析モデル上の位置と評価節点の対応付け

いま、四角形の表面を持つ一枚の壁を評価対象として想定する。厚さ方向の中心面 Π_c の四隅の位置を $\mathbf{x}_{ci}, i=1,4$ と置き、以下の 2 つのベクトルを設ける。

$$\mathbf{a}_c = \mathbf{x}_{c2} - \mathbf{x}_{c1} \quad (\text{付-1})$$

$$\mathbf{b}_c = \mathbf{x}_{c4} - \mathbf{x}_{c1} \quad (\text{付-2})$$



付図-1 評価ボクセルに関する補足

Π_c およびその法線方向の単位ベクトルが、それぞれ以下の式で表される。

$$\mathbf{n}_c \cdot (\mathbf{x} - \mathbf{x}_{c1}) = 0 \quad (\text{付-3})$$

$$\tilde{\mathbf{n}}_c = \mathbf{a}_c \times \mathbf{b}_c, \quad \mathbf{n}_c = \tilde{\mathbf{n}}_c / |\tilde{\mathbf{n}}_c| \quad (\text{付-4})$$

同様の手続きにより、壁の表面 Π_f と裏面 Π_b も表現することができる。

Π_c 上の任意の点は、形状関数 N_i を用いて次式で表す。

$$\mathbf{x} = \sum_{i=1}^4 N_i \mathbf{x}_i \quad (\text{付-5})$$

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{(1-\alpha)(1-\beta)}{4}, & N_2 &= \frac{(1+\alpha)(1-\beta)}{4} \\ N_3 &= \frac{(1+\alpha)(1+\beta)}{4}, & N_4 &= \frac{(1-\alpha)(1+\beta)}{4} \end{aligned} \quad (\text{付-6})$$

$-1 \leq \alpha \leq 1, -1 \leq \beta \leq 1$ の範囲で x 方向を k 分割、 y 方向を l 分割して、 $(k+1) \times (l+1)$ 個の節点と $k \times l$ 個の評価ボクセルを生成する。

壁表面 Π_f における x 方向 i 番目、 y 方向 j 番目の節点の位置を $\mathbf{x}_{ij,f}$ 、壁裏面 Π_b におけるそれを $\mathbf{x}_{ij,b}$ と置く。本文中に記した評価ボクセルの設定条件から、これら 2 つの位置は以下の関係を満たす。

$$\mathbf{x}_{ij,f} = \mathbf{x}_{ij,b} + D\mathbf{n}_c \quad (\text{付-7})$$

次に、 $\mathbf{x}_{ij,f}$ 、 $\mathbf{x}_{ij,b}$ を含む解析要素の構成面を特定する。表面と裏面で手続きは同様なので、ここでは表面側を例にする。 $\mathbf{x}_{ij,f}$ が或る解析要素の構成面三角形 pqr 上にあるとき、次式が成立する。

$$\mathbf{x}_{ij,f} = \lambda_q(\mathbf{x}_q - \mathbf{x}_p) + \lambda_r(\mathbf{x}_r - \mathbf{x}_p) \quad (\text{付-8})$$

これを λ_q, λ_r について解く。得られた解が次式の条件を満足するとき、 $\mathbf{x}_{ij,f}$ は三角形 pqr に含まれ、 λ_q, λ_r は三角形 pqr 内における位置を表す指標となる。

$$\lambda_q \geq 0, \lambda_r \geq 0, \lambda_q + \lambda_r \leq 1 \quad (\text{付-9})$$

解析要素の構成面が四角形の場合は、三角形 2 個に分割して同じ手続きを 2 回行えばよい。

以上で、評価点 $\mathbf{x}_{ij,f}$ が解析モデル上の位置に対応付けられた。これにより、該当する要素を構成する節点の変位から、評価ボクセルの節点 $\mathbf{x}_{ij,f}$ 、 $\mathbf{x}_{ij,b}$ における変位 $\mathbf{u}_{ij,f}$ 、 $\mathbf{u}_{ij,b}$ を算出することができる。

6章 砂地盤に埋設された構造物を対象とした変位に基づく耐荷性能評価

6.1 はじめに

ここまで、鉄筋コンクリート製の部材、構造物を対象とした実験や解析を通して、頂部の沈下、部材の厚さ方向の膨張、壁基部における圧壊もしくはすべり領域の幅といった変位情報に基づく地震後の耐荷性能評価法を構築してきた。本章では、地盤を含めた系を対象として取り上げ、地中構造物に対して提案法を例示的に適用する。地盤中に埋設した鉄筋コンクリート構造物に水平・上下同時に地震動を入力して崩壊にまで至らしめる振動実験を行うのが直接的な検証アプローチであるが、地盤を含む系の振動実験に供される土槽、いわゆるせん断土槽¹⁾は、水平・上下動の同時入力に対応しておらず、また土槽中で鉄筋コンクリート構造物模型を崩壊にまで至らしめる実験は難度が高い。したがって、再び前章と同様に、実験を再現できる解析モデルを作成した後、解析的に得られる変位分布を参照して提案法を適用するという手順を踏む。

地盤と三次元的な形状を有する地中構造物との連成系の地震応答に着目した既往の研究例としては、大嶋・渡辺による実験と解析がある^{2)、3)}。そこでは、キャップ付き Drucker-Prager 降伏基準に基づく三次元弾塑性構成則を適用した地盤要素、および剥離・滑動を表現する接合要素⁴⁾を用いた有限要素解析が行われ、振動実験の結果と比較検証されている。ただし、構造物は弾性体として扱われており、損傷は考慮されていない。末広ら⁵⁾は、せん断壁を有する鉄筋コンクリート構造物模型の振動実験を行っている。この実験は、乾燥砂地盤中で鉄筋コンクリート構造物模型を損傷させる実験シリーズの一環を成しており、先行する実験^{6)、7)}では二次元的で地盤の変形が構造物の応答を支配する比較的柔なボックスカルバートを、文献5)では比較的剛な構造物をそれぞれ対象としている。構造物を耐力低下させるまでには至っていないものの、地中でせん断壁に損傷を与えた数少ない実験例であることから、ここでは同実験を評価対象として取り上げることにした。後段の解析条件と比較対象を明確にするため、まず次節で実験の条件と結果について記述する。再整理した実験データも一部含めているが、基本的には文献5)で述べられている内容である。

6.2 砂地盤に埋設されたせん断壁付きボックスカルバートの振動実験⁵⁾

(1) 計画

a) 概要

図6-1に示すように、振動台にせん断土槽を設置し、その底部に鉄筋コンクリート試験体を固定する。乾燥砂で試験体を埋設した後、加振する。以降の記述において、図のとおり座標系と方位を設定する。加振方向はX方向である。また、せん断壁から最も離れた南北方向の端部を開口側と記述する。

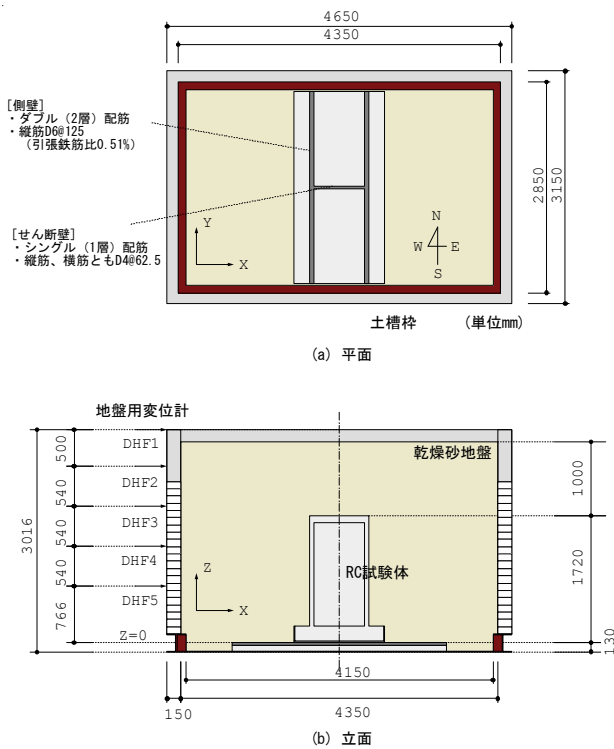


図 6-1 実験概要

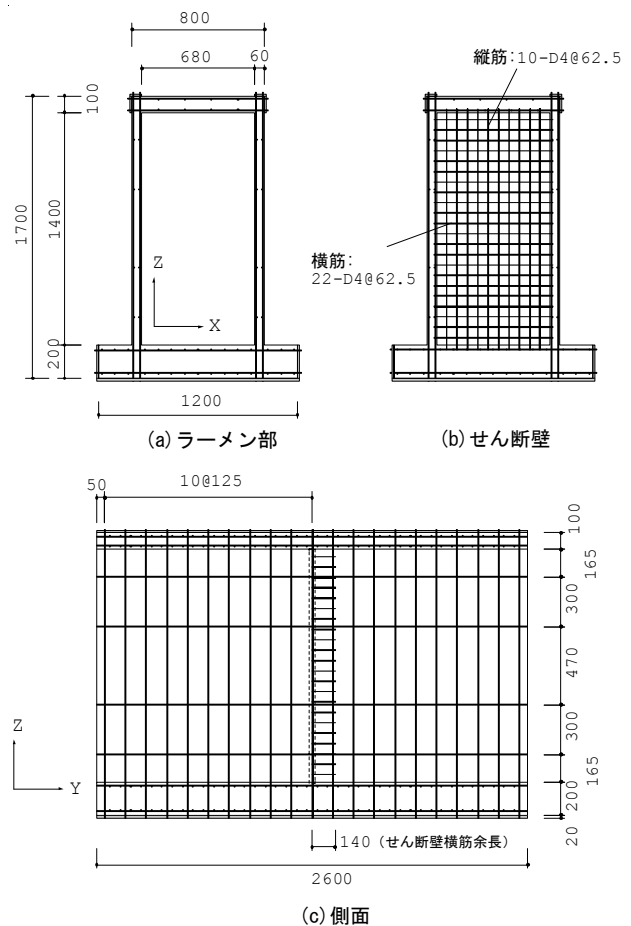


図 6-2 試験体概要

b) 試験体

試験体は、図 6-2 に示すように、1 層 1 連のラーメン構造を基本形状とし、奥行き方向中央に厚さ 40 mm のせん断壁が設けられている。一般的なボックスカルバートに比して個々の部材がスレンダーだが、これはせん断土槽や振動台といった装置の制約の下で、慣性力と地盤から伝達される力とで試験体を損傷させることが意図されている。各部材の断面諸元の一覧を表 6-1 に示す。

c) 材料

コンクリートの最大骨材径は 5 mm であり、実質的にはモルタルである。材料試験の結果は、4 週で圧縮強度 32.7 N/mm^2 、引張強度 3.07 N/mm^2 、ヤング係数 $2.91 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、加振直後で圧縮強度 35.7 N/mm^2 、引張強度 3.21 N/mm^2 、ヤング係数 $3.21 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ である。鉄筋の引張試験の結果は、表 6-2 に示すとおりである。D4 と D6、どちらの径の鉄筋も降伏棚が明確でなく、降伏強度として記しているのは、0.2% オフセット処理による値である。

地盤は、乾燥状態の 5 号珪砂（真比重 2.668、最小間隙比 0.683、最大間隙比 1.091、密度 1.55 t/m^3 ）を、高さ 250 mm 毎にプレートコンパクタで転圧しながら、土かぶり 1.0 m となるまで敷き詰めて作成されている。土槽内に投入した砂の重量と、レベル測量による高さの変化分に基づいて算出された相対密度は平均 86% である。使用された珪砂の力学特性は、文献 8) において詳細に調べられている。そこでは、3 通りの平均拘束圧 29 kN/m^2 、

表 6-1 部材毎の断面諸元

側壁 (複鉄筋)	部材厚		60mm
	心かぶり		10mm
	鉄筋(縦)	径	D6
		間隔	125mm
		引張鉄筋比	0.51%
鉄筋(横)	径	D6	
	間隔	4本/1400mm	
せん断壁 (単鉄筋)	部材厚		40mm
	心かぶり		20mm
	鉄筋(縦)	径	D4
		間隔	62.5mm
		鉄筋比	0.55%
	鉄筋(横)	径	D4
間隔		62.5mm	
鉄筋比	0.52%		
頂版 (複鉄筋)	部材厚		100mm
	心かぶり		15mm
	鉄筋(縦)	径	D6
		間隔	62.5mm
		引張鉄筋比	0.57%
	鉄筋(横)	径	D6
間隔		8本/680mm	

表 6-2 鉄筋の引張試験の結果

	公称断面積 [mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]
D4	14.05	367.8	512.3	1.803E+05
D6	31.67	362.7	542.6	1.958E+05

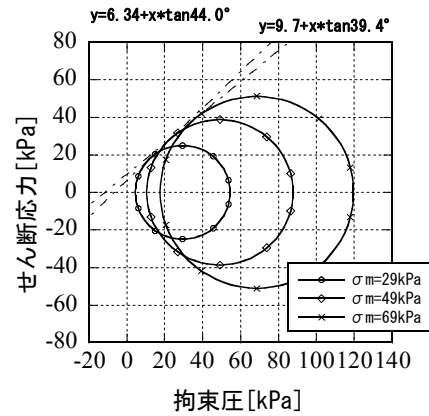


図 6-3 珪砂の破壊規準線
(せん断ひずみ 2.5% 参照)

表 6-3 珪砂の力学的性質に関する
実験定数

G_0	a	b
中空ねじり試験	5527	0.560
三軸試験	6430	0.560
	c	d
$\gamma=0.001$	0.770	0.676
$\gamma=0.01$	1.285	0.813
$\gamma=0.025$	1.442	0.844
$\gamma=0.05$	1.502	0.872
h_{max}	A'	B'
	0.30	1.146
		2744

49 kN/m²、69 kN/m² に対する中空ねじり試験の結果 (Mohr 円と包絡線を 図 6-3 に示す。) に基づいて、せん断応力-せん断ひずみ関係が以下の形式で整理されている。

$$G_0 = a(\sigma'_m)^b \quad (6-1)$$

$$\tau = c(\sigma'_m)^d \quad (6-2)$$

$$h = h_{max} \left(\frac{B'\gamma^{A'}}{1+B'\gamma^{A'}} \right) \quad (6-3)$$

ここで、 G_0 は初期せん断剛性 [kN/m²]、 σ'_m は平均拘束圧 [kN/m²]、 γ はせん断ひずみ、 τ は特定のひずみレベルに対応するせん断応力 [kN/m²]、 h は等価粘性減衰定数である。実験定数 a, b, c, d, A', B' について、表 6-3 の値が得られている。ただし、 $\gamma=0.025$ に対応する値は、文献のデータを基にここで再計算した。

d) 実験装置

加振装置は、6.5 m × 6 m の広さと、最大変位振幅 ± 50 mm、最大速度 32 kine、最大加速度 980 Gal の性能を持つ一軸振動台である。せん断土槽は、250 mm × 250 mm 断面の H 鋼をベースとして、幅 150 mm × 高さ 100 mm × 厚さ 4.5 mm の角型鋼管でできたフレーム 19

表6-4 加振ケース一覧

加振No.	指令値	結果
1	50	53
2	100	126
3	180	245
4	300	402
5	600	854
6	600	837
7	800	1301
8	600	885

(単位Gal)

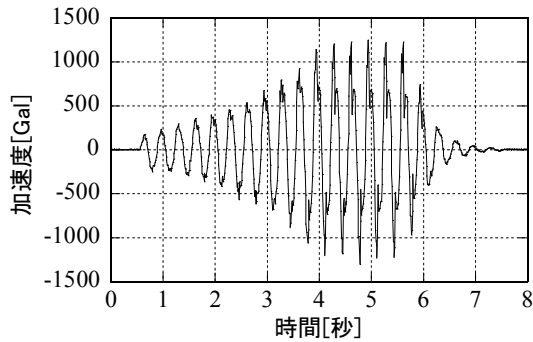


図6-4 加振波形（加振7の例）

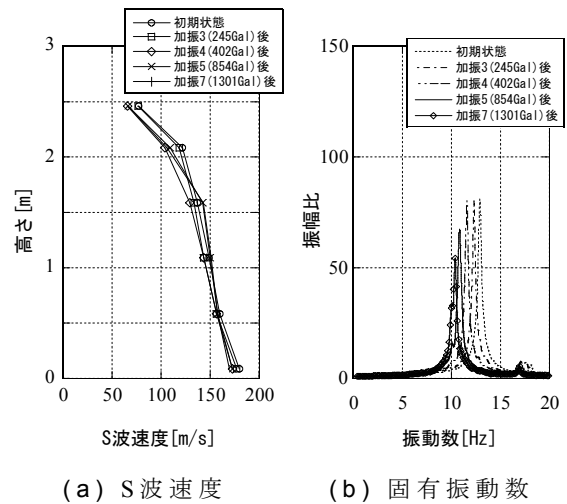


図6-5 地盤の振動特性

段、および高さ704mmの嵩上げ部から成る。個々のフレーム間にはスライドベアリングが設けられ、外側にステンレス板をボルト締めした板バネ構造となっている。

e) 加振計画

入力加速度波形は、振動数3Hzの漸増正弦波である。漸増域10波、最大域5波、漸減域6波の計21波で構成されている。加振ケースの一覧を表6-4に示す。併記しているのは、土槽底面に設置した加速度計の計測値、すなわち実質的な入力値である。図6-4の例に見られるように、土槽底面で取得した実質的な入力加速度波形は、振動台の制御上の限界から、極大極小点付近がやや尖っている。

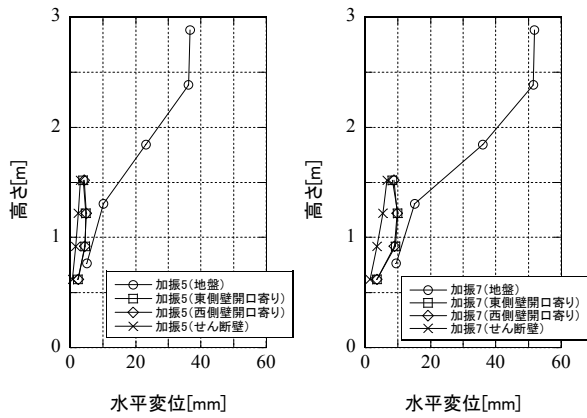
(2) 結果

a) 地盤の振動特性

図6-5は、ベンダーエレメントを用いて測定された地盤のS波速度の高さ方向の分布と、常時微動計測から得られた加速度のフーリエスペクトルである。初期状態の固有振動数は13Hz程度であったが、加振を行う毎に漸減し、最終的には11Hzを下回っている。

b) 変位応答

図6-6は、地盤と構造物の加振5、および加振7における最大水平変位応答の高さ方向の分布である。地盤変位として描かれている上から2つの点の差が小さいのは、土槽の剛な部分に当たっているためであり（図6-1参照）、本質的ではない。地盤は、構造物の上面に対応するレベルから急激に変位が増大しており、せん断壁の存在による構造物の高い剛性の影響がせん断土槽にまで及んでいる様子が表れている。構造物に着目すると、せん断壁の水平変位は高さに応じて直線状に増大しているのに対し、側壁の水平変位分布は曲線



(a) 加振5 (b) 加振7

図6-6 構造物と地盤の最大水平変位の分布

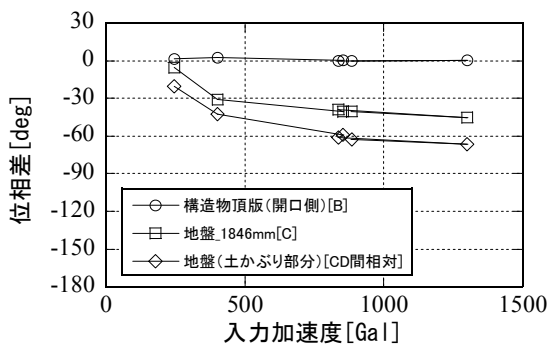


図6-7 変位の位相差 (基準:せん断壁頂部[A点])

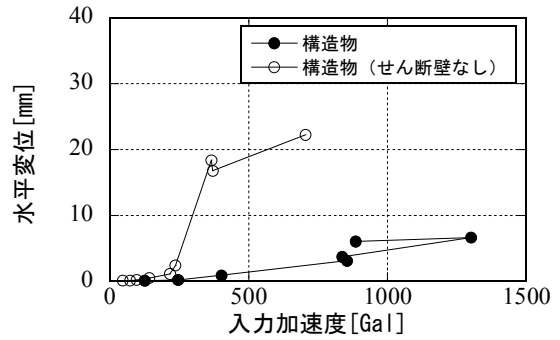
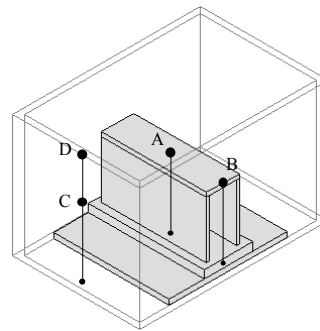


図6-8 入力加速度と最大水平変位応答の関係

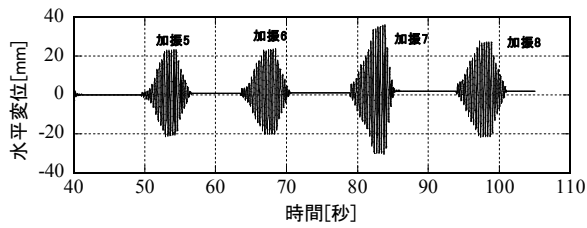


を描いている。これは、土圧によって内空側にはらんでいることを表している。

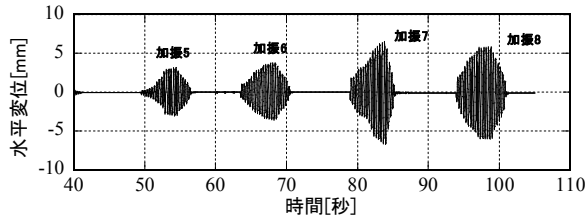
図6-7は、構造物せん断壁上部 (A点) を基準として、構造物開口側 (B点)、構造物とほぼ同じ高さの地盤 (C点)、土かぶり (CD間) の水平変位の位相差を示したグラフである。位相は、フーリエ解析によって得られる3Hzの位相から求めた。ただし、1回の加振中でも、入力波の振幅が大きくなるほど位相差は大きくなる。すなわち、入力波の漸増域、漸減域における位相差は図の値より小さく、最大域ではそれより大きい傾向がある。B点は、せん断壁とほとんど位相差が無く、せん断壁の効果が開口側まで及んでいることが分かる。一方、C点は、加振7 (1301Gal) でおおよそ 45° 、土かぶり部分は 60° 以上の位相の遅れを生じている。

図6-8は、入力加速度と構造物頂部水平変位との関係を、別途実施されたせん断壁が無いケース⁶⁾の結果と比較している。せん断壁が無いと、400Galに満たないレベルで変位が急増しているが、これは側壁に曲げ降伏が生じて大きく塑性変形したことによる。せん断壁の存在による変形の抑制効果は明瞭である。

図6-9は、構造物頂部、およびそれに対応する高さの地盤の水平変位の時刻歴であり、加振5～加振8のデータを連結している。地盤変位の包絡線形状は加振5と加振6とで似ているが、構造物の方は、加振6の方が入力振幅漸増域での応答振幅が大きくなっている。これは、加振5で損傷の進展があったためと考えられる。加振7の後に加振5、6と同じレベルの入力を与えた加振8では、地盤の応答が加振5、6と同レベルである一方で、構造物

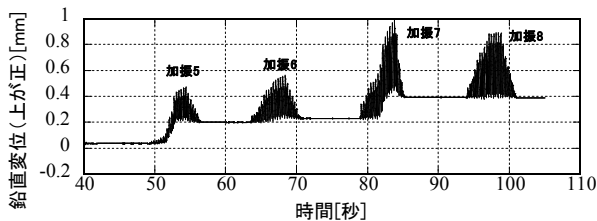


(a) 地盤（構造物頂部レベル左右端平均）

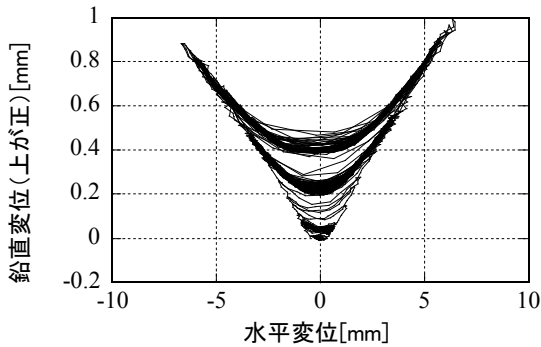


(b) 構造物頂部

図6-9 地盤とRC試験体の水平変位 [実験]



(a) 構造物頂部鉛直変位時刻歴



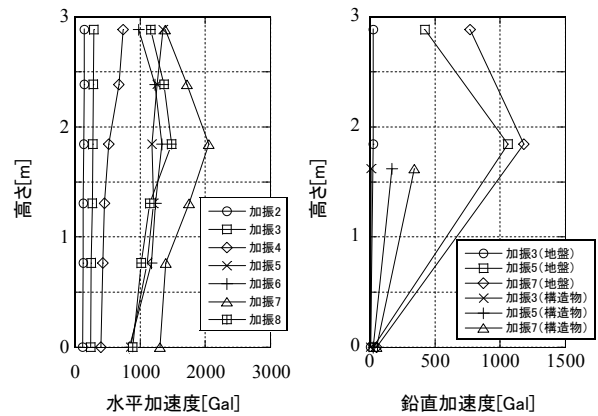
(b) 水平変位－鉛直変位関係

図6-10 RC試験体頂部の鉛直変位 [実験]

の応答は加振7に近い振幅を示している。これも、加振7でさらに損傷が進行したことを反映している。図6-10は、加振5～加振8のデータを連結し、鉛直方向の変位挙動を、時間および水平変位との関係として示したものである。損傷の進行とともに、徐々に残留鉛直変位が上方へシフトしている。

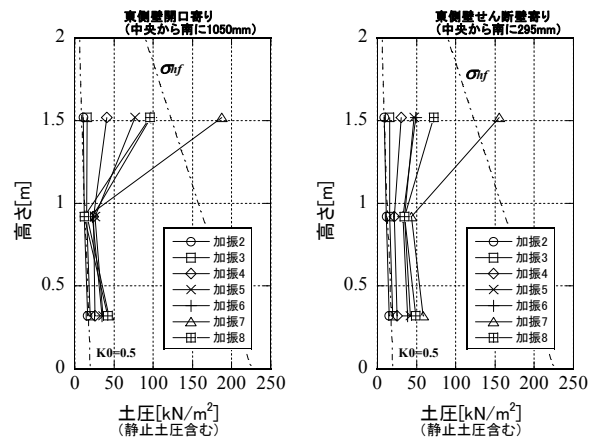
c) 加速度応答

図6-11(a)は、高さ方向の水平加速度の分布を加振ケース毎に示したグラフである。特に加振5以降、構造物の頂版レベルに対応する高さ2m付近で増幅が認められる。一方、同図(b)は、鉛直加速度の分布を示している。鉛直加速度もまた、高さ2m付近における増幅



(a) 水平加速度 (b) 鉛直加速度

図6-11 高さ方向の加速度分布



(a) 東側壁開口寄り (b) 東側壁せん断壁寄り

図6-12 側壁の最大土圧分布

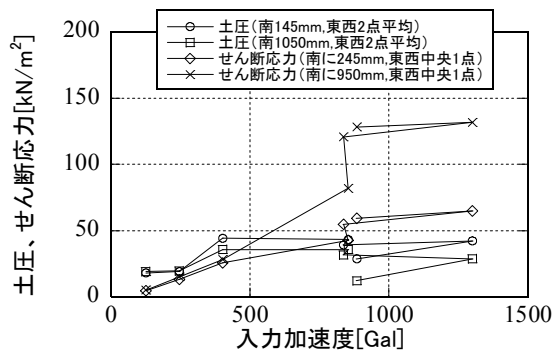


図6-13 上面に作用する土圧とせん断応力

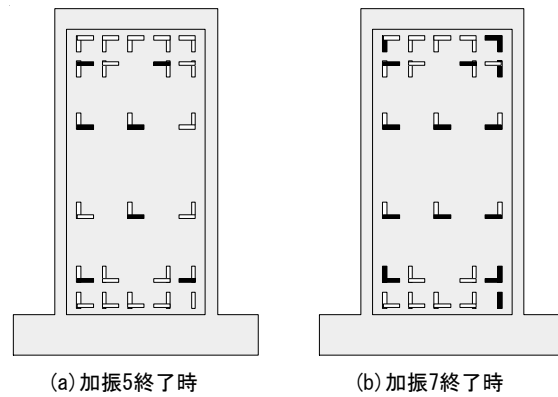


図6-14 せん断壁の鉄筋の降伏状況

が特徴的である。鉛直方向の加速度波形の振動数は入力波のほぼ2倍の6Hz程度である。鉛直振動が励起された原因は、構造物におけるひび割れの拡幅、および地盤のせん断変形に伴う体積増加（ダイランシー）にあると考えられる。

d) 構造物に作用する土圧とせん断応力

図6-12は、側壁に作用する土圧の最大値の高さ方向分布を、各加振についてプロットした結果である。図には、静止土圧係数を0.5とした場合の静止土圧分布、および次式によって算定した σ_{hf} の分布を併記した。

$$\sigma_{hf} = \frac{c \cos \varphi + (1 + \sin \varphi) \sigma_v / 2}{(1 - \sin \varphi) / 2} \quad (6-4)$$

σ_{hf} は、鉛直方向に土かぶり相当の土圧が作用し、せん断応力が作用していない状態で、Mohr円が図6-3の破壊規準線に接するときの水平方向の圧縮応力である。鉛直方向の圧縮応力やせん断応力も加振中一定ではないので、水平方向の圧縮強度そのものではないが、その目安値である。図6-12を見ると、加振5以降、構造物上部の土圧が卓越しており、特に加振7では、その大きさが σ_{hf} の線を超えている。中段の土圧が小さいのは、側壁が内空側にはらむことで、力が周囲に逃げているためと考えられる。

図6-13は、入力加速度と、頂版に作用する土圧とせん断力の最大値の関係である。珪砂の密度から算出される上載土圧は15.2kN/m²、それと表6-3、式(6-2)から求められるせん断ひずみ2.5%に対応するせん断応力が14.3 kN/m²であるから、瞬間的には土圧、せん断応力ともかなり大きな値を示している。ただし、先に述べたように、土かぶり部分と構造物の変位位相差は大きく、これらの大きな値が発生した時点は、構造物の変位が極大値を示す時点とは異なる。

e) 鉄筋の降伏状況

せん断壁の鉄筋の降伏状況を、加振5終了時と加振7終了時の2つの時点について示したのが図6-14である。ひずみゲージの貼付位置を長方形で描いており、そのうち黒く塗り潰しているのが降伏した箇所を表している。加振5終了時にせん断壁の広範囲で水平鉄筋

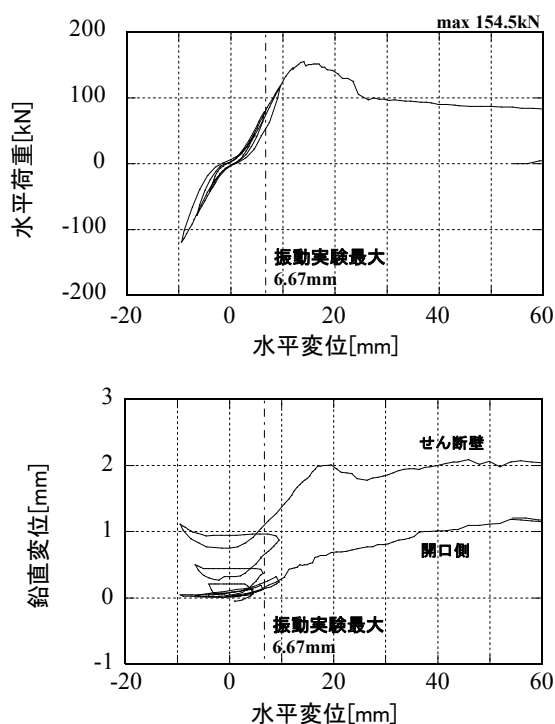


図6-15 静的載荷試験の結果（左上）水平変位－水平荷重関係
（左下）水平変位－鉛直変位関係（右）試験終了時点の損傷状態

の降伏が、加振7終了時に四隅の鉛直鉄筋の降伏がそれぞれ認められる。側壁については、図を省略するが、加振5で開口側下端外面の鉄筋が降伏し、加振7で開口側上端外面の鉄筋が降伏した。

f) 実験結果のまとめ

実験の結果は以下のようにまとめられる。

- ・せん断壁の効果によって、構造物およびその側方の地盤のせん断変形が大きく抑制された。
- ・構造物に関して、せん断壁付近と開口付近とで位相差は無く、ほぼ一体として振動した。
- ・地盤の振動は、構造物に比して位相遅れを生じた。特に、土かぶり部分の位相遅れが大きかった。
- ・大きな入力加速度に対して、側方土圧は構造物頂版付近で卓越した。
- ・構造物上面では、土圧・せん断応力の双方が、入力加速度の増大とともに、かなり大きな値を示した。ただし、せん断応力は、構造物の変形と方向が逆転していた。
- ・入力加速度854Galでせん断壁の横筋が、入力加速度1301Galで側壁との境界部における縦筋がそれぞれ降伏した。

(3) 振動実験後の試験体単体に対する静的載荷

土槽から取り出された試験体に対して、水平荷重 $\pm 40\text{kN}$ 、 $\pm 80\text{kN}$ 、 $\pm 120\text{kN}$ を折返し点とした正負交番載荷の後、一方向に押し切るという加力計画で静的載荷が行われた。その結果得られた水平変位－水平荷重関係と、水平変位－鉛直変位関係を図6-15に示す。最大耐力は154.5kN、最大耐力を発揮する時点の水平変位は13.9mm（1.55mで除して層

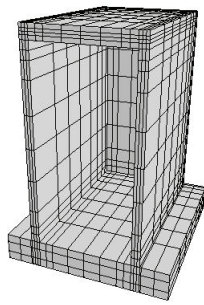


図6-16 構造物単体モデルとその荷重－変位関係

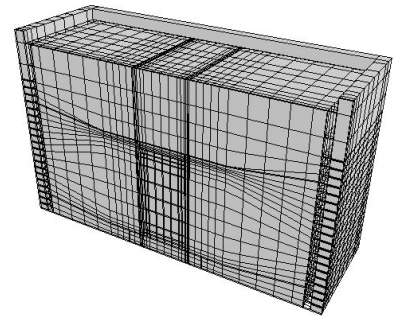
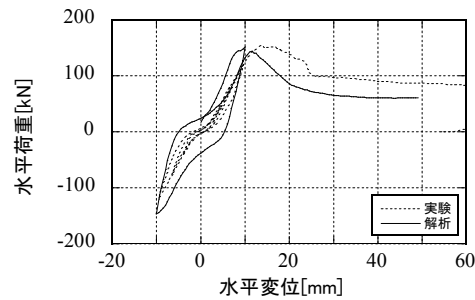


図6-17 土槽－地盤との
連成モデル

間変形角に変換すると0.90%)となっている。したがって、振動実験時に構造物は未だ最大耐力を発揮していなかったことになる。鉛直変位を見ると、両側の側壁が、それ単体としての水平耐力低下領域には至っていないため、開口側では伸長傾向が続いている。一方、せん断壁の近傍では、せん断壁の損傷によって一旦沈下し、その後停滞している。沈下の停滞には、側壁がまだ健全であることが影響していると考えられる。最大85mm（層間変形角5.48%）まで水平変位を与えてから除荷した段階で、図6-15右のような損傷状態に至っている。せん断壁において、側壁との境界近傍を縦に延びる損傷領域と、中段よりやや低いレベルにおける右上がり45°の損傷領域が目立っている。

6.3 非線形有限要素解析による振動実験のシミュレーション

材料非線形性を考慮した動的有限要素解析による実験のシミュレーションを行う。解析プログラムとして、COM3D-2011⁹⁾を用いる。

(1) 構造物モデル

図6-16に、RC試験体単体の要素分割を示す。8節点の1次ソリッド要素で全体を構成している。対称性を考慮してせん断壁中央面で切断したハーフモデルで、図の奥側が切断面に当たる。節点数は2436、要素数は1664である。底面の全自由度、切断面のY方向自由度を固定した上で、頂版中央平面上にある節点に水平変位を与える静的解析を行い、静的載荷の結果である図6-15と適合する条件を探索した。最初の試行では、3(2)で述べた材料試験の結果に基づく材料特性を与えたが、最大耐力を過大に評価した。別途せん断壁の無いモデルを解析したところ、文献6)のせん断壁の無い試験体の静的載荷で得られた耐力と比較的良好な一致を示したことから、特にせん断壁部分の耐力を過大評価していると推論された。本試験体のせん断壁は厚さ40mmの非常にスレンダーなシングル配筋部材であるから、僅かな偏心の影響が顕著に現れて耐力が伸びなかったのではないかと考えている。試行錯誤の結果、せん断壁部分の要素について、コンクリートの圧縮強度、引張強度を60%に低減し、全体の引張軟化パラメータ¹⁰⁾を一辺0.2mの無筋要素相当の2.0としたとき、骨格曲線が図6-16に示す程度の整合性を示した。エネルギー吸収性能（履歴面積）をまだ大きめに評価しているが、これは5章のシミュレーションで見られた傾向と共

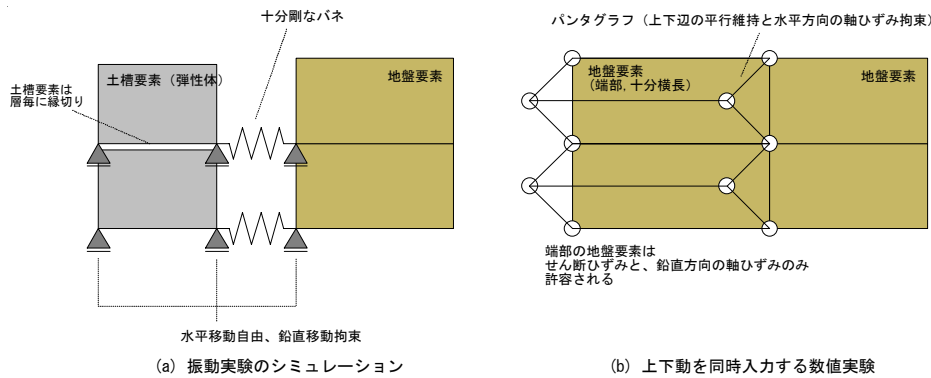


図6-18 水平方向解析境界の処理

通しており、縮小模型を試験体としたことも一因と考えている。こうした縮小模型では、部材試験体や実際の構造物よりも、鉄筋とコンクリートとの間の付着劣化が進行しやすい可能性がある。

(2) 土槽－地盤－構造物連成系モデル

前項で作成した構造物モデルの周囲に、8節点1次要素による地盤とせん断土槽の要素を加えて、連成系のモデルを作成した(図6-17)。再び対称性を考慮したハーフモデルで、節点数は10730、要素数は8013である。今度は切断面を手前側にして図示しており、中央下部に図6-16のRCモデルが埋め込まれている。せん断土槽は、1段毎に縁を切り、図6-18(a)の要領で地盤要素とバネで接続した。せん断土槽要素は、付加質量としての役割のみを期待しているので、十分剛な線形弾性材料でできていると仮定した。地盤要素と構造物要素との境界面要素は、剥離等を模擬できる反面、解析の安定性が低下することが懸念されたので、ここでは設けなかった。地盤要素には深さに応じて表6-3と式(6-1)、式(6-2)から算出したせん断剛性とせん断強度を与えた。

(3) 境界条件および入力

連成系モデル底面の全自由度、および切断面のY方向自由度を固定した。また、せん断土槽要素各段の下面およびバネ要素を介した連結先である地盤要素の東西端節点のZ方向(鉛直)自由度を拘束した。

地盤の作成過程を考慮した自重解析は困難であるため、代わりに、密度から算出した上載土圧を頂版に、着目深さの上載土圧に静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ を乗じた水平土圧を側壁にそれぞれ与えてから、水平加速度を入力した。加振4までの応答変形レベルが非常に小さかったことを踏まえ、シミュレーションの対象は加振5以降に絞った。図6-4に示したとおり、振動台への指令値と実際の入力はやや異なっているので、土槽底面に設置した加速度計による計測データを解析に入力する加速度波形とした。時間刻みは0.01秒とした。

(4) 結果と考察

構造物頂部の水平変位が最大となった時点、およびその0.05秒後、地盤表面の水平変位が最大となった時点の変形図を図6-19に示す。図6-17と同じく、せん断壁がある側(ハーフモデルの切断面)から見たものである。せん断壁の存在によって構造物の剛性が

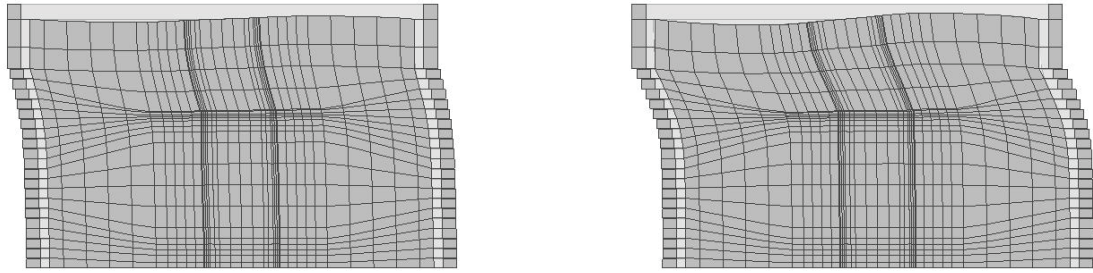


図6-19 変形図（倍率×5）

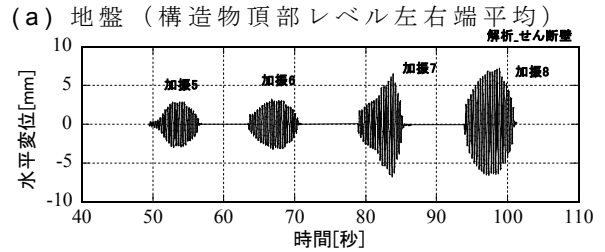
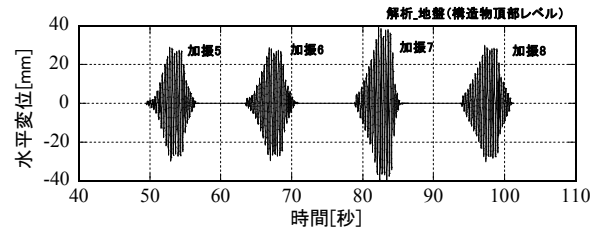
（左）構造物最大変形時（右）地盤最大変形時

非常に高くなっており、それによる応答変位抑制効果は左右端の土槽にまで及んでいる。3Hzの正弦波で加振しているので、両図の時間差0.05秒は 54° の位相遅れに相当する。この傾向は、先に図6-7を参照して述べた実験結果と調和的である。

図6-20、図6-21には、実験結果である図6-9、図6-10と対比する形で、水平変位と鉛直変位の時刻歴、および水平変位－鉛直変位関係を示した。地盤およびRC試験体の水平変位時刻歴は、振幅、包絡線形状とも良い精度で再現できている。鉛直変位については、水平変位－鉛直変位軌道の包絡線の勾配が実験結果より緩く、振動中の鉛直変位の振幅が小さめの評価となっているが、以下の諸点は再現されている。

- ・加振5の後、僅かに上方への鉛直変位が残留する。
- ・加振6の前後では鉛直変位が大きく変化しない。
- ・加振7でやや大きく上方に変位し、1mm未満の鉛直変位が残留する。

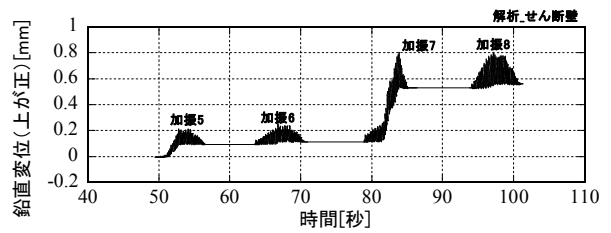
なお、5.2節で作成した部材単位の耐力残留率 ψ_o 、 ψ_i を求めたところ、加振8の解析終了時点において、2枚の側壁、せん断壁、頂版、底版の5つの部材全てにおいて1であった。このことは、振動実験の全過程において、構造物がポストピーク領域に入り込んでいなかったことと整合している。



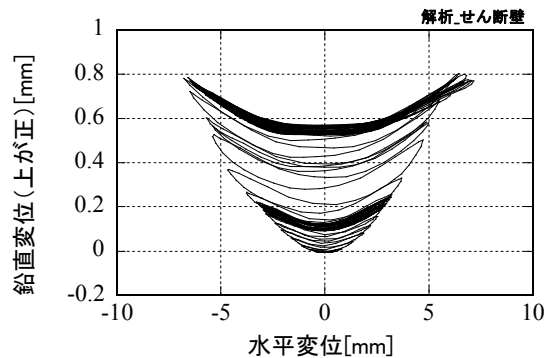
(b) 構造物頂部

図6-20 地盤とRC試験体の水平変位

[解析]



(a) 構造物頂部鉛直変位時刻歴



(b) 水平変位－鉛直変位関係

図6-21 RC試験体頂部の鉛直変位

[解析]

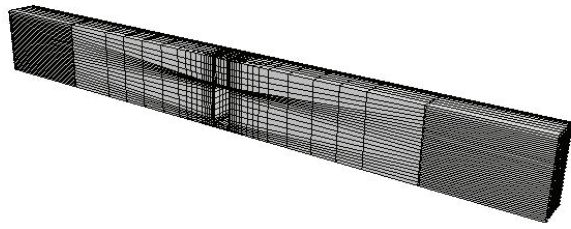


図6-22 数値実験モデル

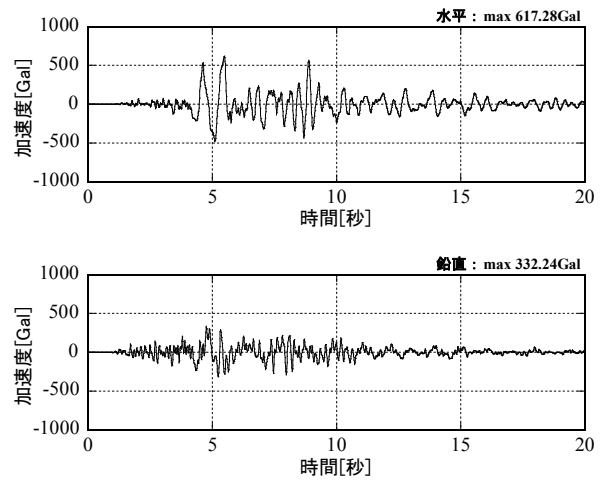


図6-23 神戸海洋気象台観測波
(上) 水平動 (下) 鉛直動

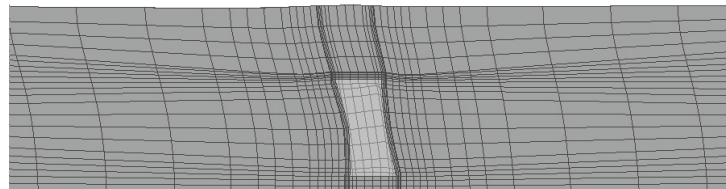


図6-24 変形図 (構造物周辺を拡大)

6.4 上下動を同時入力する数値実験

(1) 水平・上下動の同時入力

前節の検討により、振動実験の結果をおおよそ再現できる解析モデルを得た。そこで次に、水平動と上下動を同時入力する数値実験を行う。

実構造物のスケールに近付けることを意図して、鉄筋比を維持しつつ、構造物の寸法および土かぶりを振動台実験の5倍に設定した。水平加振用の実験装置であるせん断土槽の要素を取り払い、代わりに図6-17(b)、図6-22のように、左右端個々の地盤要素の平行を保持するためのパンタグラフ（トラス要素）を設けた。これにより、左右端の地盤要素は、鉛直方向の伸縮とせん断変形のみが許容される変形モードとなる。入力波形として、図6-23に示す1995年兵庫県南部地震（M7.2）神戸海洋気象台観測波を用いた。2章において、正負交番载荷の過程で、同一の水平変位で折り返す周回間での相対的な沈下もまた、耐荷性能の一つの指標となると述べた。この点についても議論するため、入力波は2回連続して入力した。

図6-24に、せん断壁の無い側から捉えた変形図を示す。構造物全体としてはせん断変形しつつ、側壁中央が内側にたわんでいる様子を確認することができる。

図6-25は、構造物頂部のX方向変位と鉛直変位の時刻歴波形、およびX方向変位－鉛直変位軌道を表わしている。図6-25(c)には、加速度を単調に増加させて解析した場合の軌道を点線で併記した（第二象限の点線は第一象限の点線の鏡像）。2回の地震波入力に対

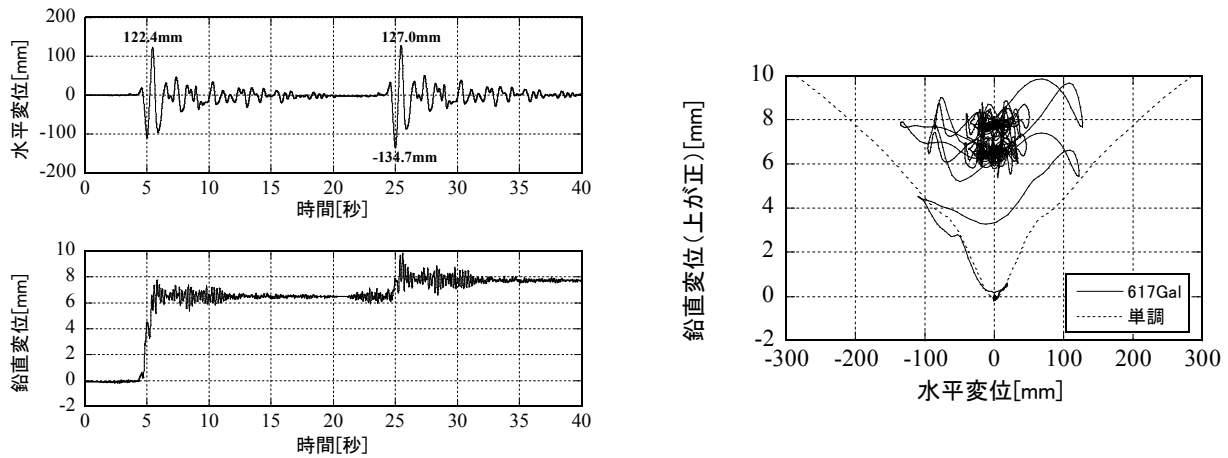


図6-25 数値実験結果 (左上) 水平変位時刻歴
(左下) 鉛直変位時刻歴 (右) 水平変位－鉛直変位関係

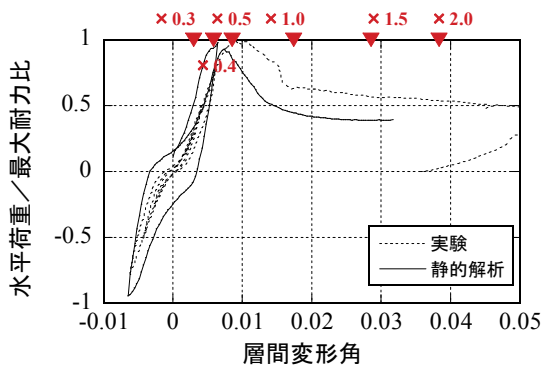


図6-26 静的載荷実験・解析との比較

して、頂部X方向変位の最大値はほぼ同等である。静的載荷実験と静的解析を通して得られた図6-16の縦横両軸を無次元化し、応答水平変位の位置を▼マークで描きくわえたのが図6-26である。1倍入力の応答を参照すると、すでにポストピーク領域に入っていることが分かる。振動実験よりも小さい加速度レベルで大きな変形に至っているのは、側方地盤領域が拡大されて地盤が変位を強制する効果が増大したことと、や

や卓越周期の長い入力波形を用いたことが特に影響したと考えている。

鉛直変位は、1回目の入力に対して6mm程度の伸長を呈し、2回目の入力後にはさらに1mm強の伸長傾向を示している。図6-25(c)を見ると、X方向変位－鉛直変位軌道は、上下動の同時入力によって小刻みに上下している。鉛直荷重が一定であれば、水平変位－鉛直変位軌道上の極大点が健全性を判定する一つの特性点となりうるが、上下動を同時入力した場合、その判断は困難である。しかし、解析終了時点であれば、動的な作用が除かれた状態にあるから、鉛直変位の残留値に着目して以下の2項目の確認を行うことは可能である。

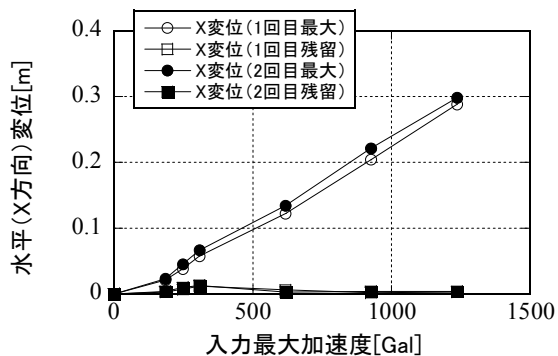
[条件1] 解析終了時点で残留している（水平変位、鉛直変位）の組み合わせが、加速度単調漸増解析に対する軌道よりも上方にある

[条件2] 1-2回目の解析終了時点間の相対的な沈下が部材厚の0.1%以内である

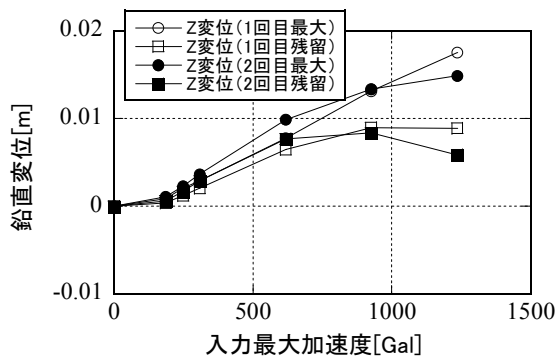
この場合はどちらの条件も満足しているので、沈下の恐れが無いという判定を与える。

(2) 振幅を変えた場合の影響

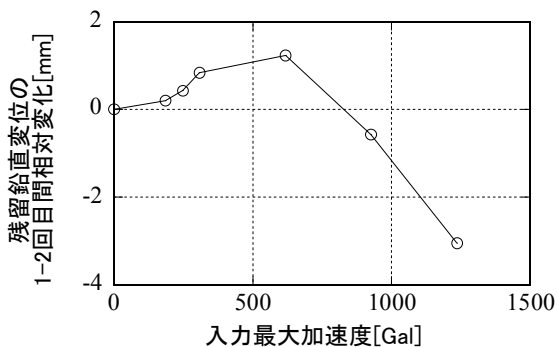
次に、水平動と鉛直動の双方の振幅を、0.3倍（185Gal）、0.4倍、0.5倍、1.5倍、2倍（1235Gal）に変えて、前項と同様の解析を行った。それぞれの倍率の解析において、地震波を2回ずつ入力した。先の1倍（617Gal）の結果と一緒に整理した結果を図6-27に



(a) 入力加速度－水平変位関係



(b) 入力加速度－鉛直変位関係



(c) 2回入力による残留鉛直変位の
の相対沈下

図6-27 振幅を変えた数値実験の結果

示す。同図(a)、(b)は、横軸に水平動の最大加速度を取り、縦軸にX方向変位および鉛直変位を取ったグラフである。1回目の地震波入力時の最大値、1回目入力後の残留値、2回目入力時の最大値、2回目入力後の残留値をそれぞれプロットしている。X方向変位の最大値は、入力レベルの増大につれて線形的に増大する一方、残留値はゼロ付近を推移している。入力中最大値、入力後残留値の1回目と2回目間の差は、いずれの入力倍率のケースにおいても小さい。

鉛直変位に目を転じると、最大値は入力加速度とともに増大する傾向にあるが、残留値は617Gal入力以降、停滞傾向にある。図6-27(c)は、1回目入力後と、2回目入力後の鉛直変位残留値の変化分を抽出した結果である。617Gal入力以降、2回目の入力による沈下の進行が、徐々に顕著になっていることが分かる。例えば、1235Gal入力ケースにおける鉛直変位の挙動は、図6-28に示すようであり、X方向変位－鉛直変位軌道は、加速度単調漸増解析に対する軌道よりも上方にあるものの、1回目－2回目間で基線が下方にシフトしている。図6-27(c)の1.5倍入力ケースにおける1-2回目間の相対的な沈下量は部材厚の0.29%に相当し、先述の条件2を満たしていないので、鉛直荷重支持力は維持しているが、再度大きな地震入力があった場合に沈下が進行しうる状態であると判定する。

続いて部材単位の残留耐荷性能評価を行う。図6-29の上段は、部材の厚さ方向の膨張を初期の部材厚で除した平均ひずみの解析終了時点におけるコンターであり、左から、0.4倍、0.5倍、1.0倍、1.5倍入力の順に並べている。解析モデルはソリッド要素で組み立てられているが、5章で述べた評価ボクセルに基づいてコンターを作成しているため、

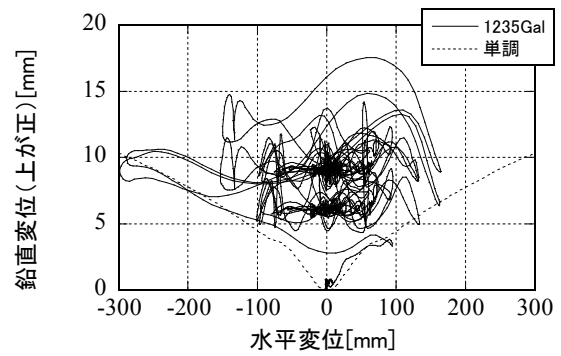
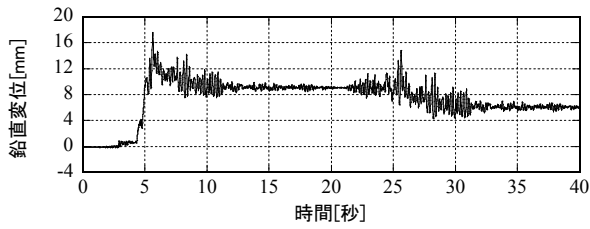


図6-28 2倍入力ケースの結果

(左) 鉛直変位時刻歴 (右) 水平変位－鉛直変位関係

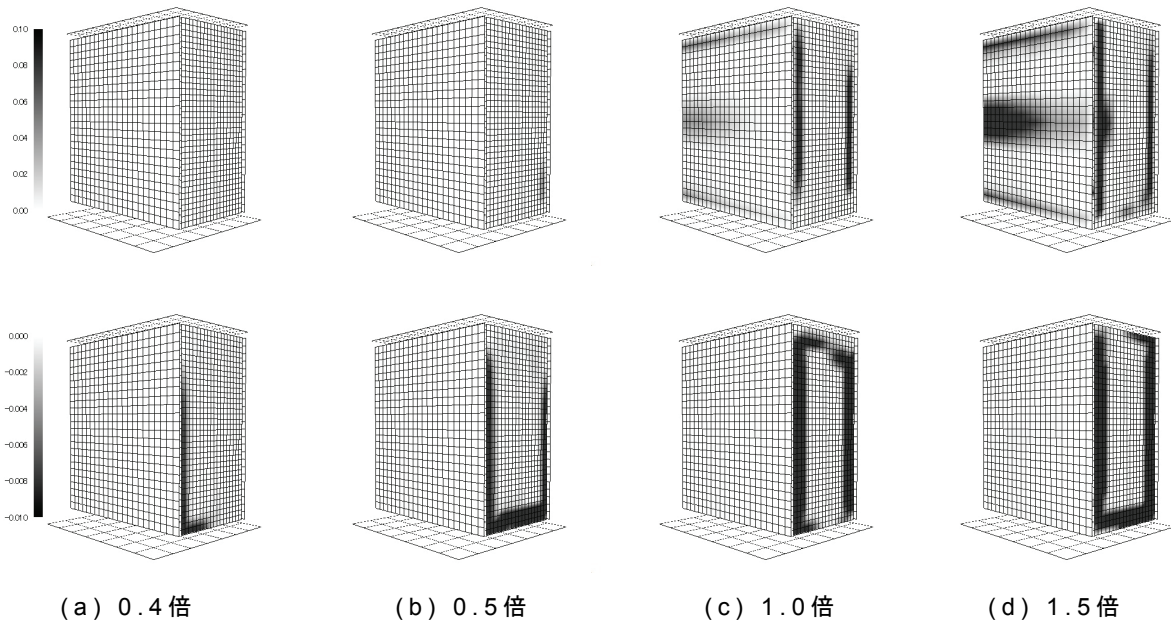
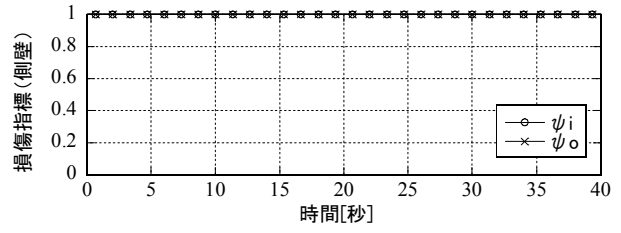
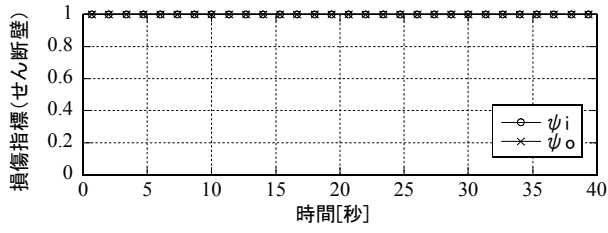


図6-29 地震入力後の状態 [ハーフモデル切断面側からせん断壁と側壁を見る]

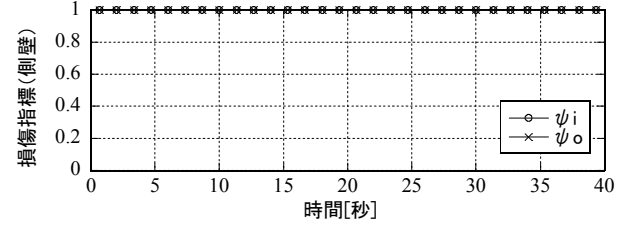
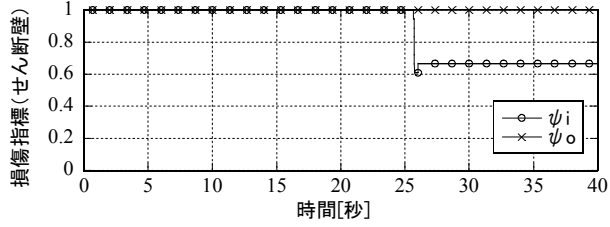
(上) 厚さ方向平均ひずみ (下) 主圧縮ひずみ

各部材は平面に投影されている。色の濃い部分が、平均ひずみ、すなわち厚さ方向の膨張が大きい領域である。1倍入力以降、側壁の上下端と中段、およびせん断壁の側壁との境界近傍において、色の濃い領域を確認することができる。

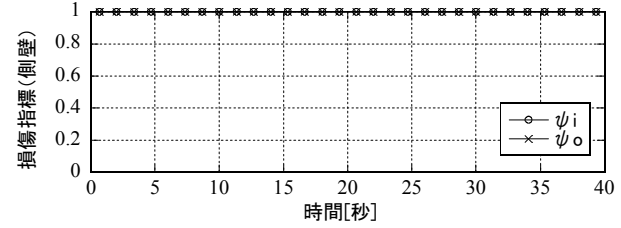
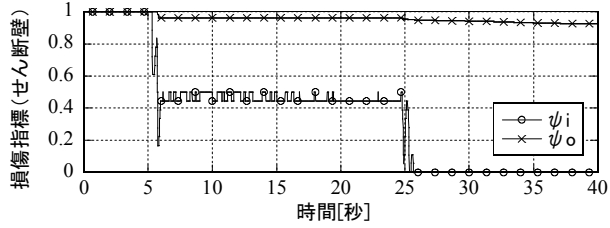
一方、同図下段は、主圧縮ひずみを、同じくコンター表示したものである。主圧縮ひずみが0.01以上の値を示したときに黒くなるよう色を調整している。側壁では主圧縮ひずみがさほど卓越していないので、せん断壁に注目して記述する。0.4倍入力で側壁との境界近傍が損傷し、それが底版との境界に進行しようとしている。0.5倍入力になると、底版との近傍がほぼ完全に黒くなっている。1.0倍入力に対しては、側壁との境界近傍の損傷が拡大しているものの、底版近傍の損傷が0.5倍のケースよりも軽微になり、代わりに頂版近傍が損傷している。そして、1.5倍入力のケースでは、再び底版近傍の方が激しく損傷している。側壁近傍の損傷はケースによらず発生するが、底版近傍と頂版近傍は、どちらか一方が損傷し始めるとそちらに損傷が集中し、他方に損傷が及びにくくなると考えられる。先に示した振動実験模型の静的載荷後の状況(図6-15(c))を図6-29(d)と見比



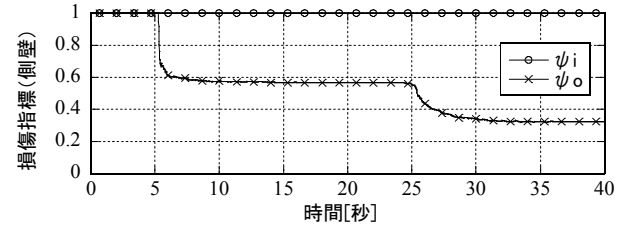
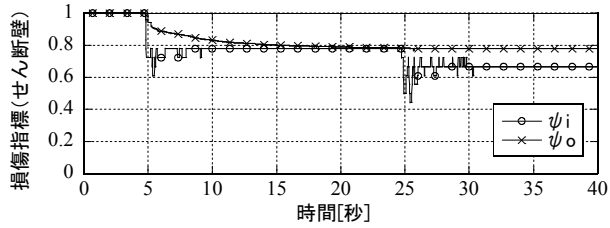
(a) $\times 0.3$ (185 Gal)



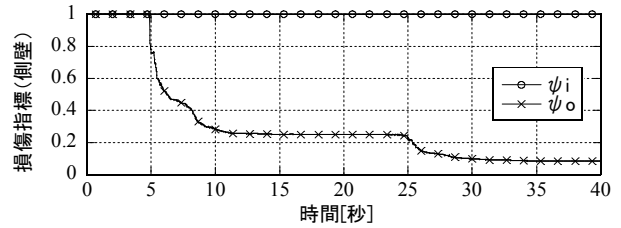
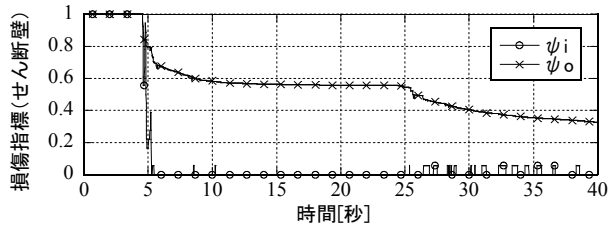
(b) $\times 4$ (247 Gal)



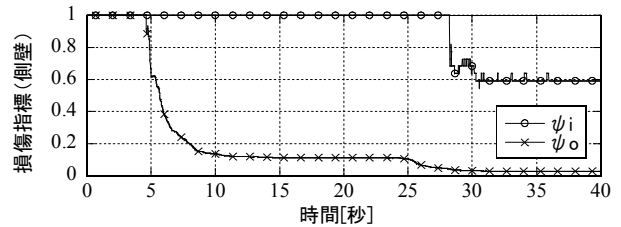
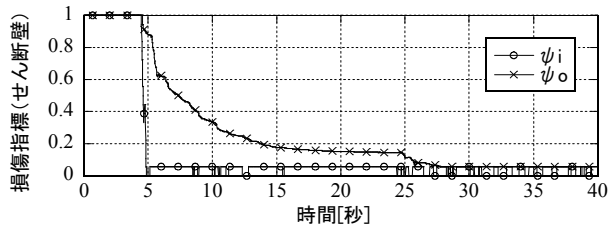
(c) $\times 5$ (309 Gal)



(d) $\times 1.0$ (617 Gal)



(e) $\times 1.5$ (925 Gal)



(f) $\times 2.0$ (1235 Gal)

図6-30 部材単位の耐力残留率評価 (左) せん断壁 (右) 側壁

べると、損傷領域は完全には一致していないものの、側壁との境界近傍のせん断壁の損傷が激しく、それに次いで壁の下部に損傷領域が広がる点など、おおよそ類似の様相を呈している。

図6-30には、せん断壁と側壁を対象として、各入力倍率における面外・面内耐力残留率評価値の時刻歴を示した。せん断壁の面内耐力の低下が0.4倍の2回目入力、0.5倍の1回目入力が始まっており、せん断壁の面内損傷が先行して生じる様子が表れている。側壁では、面外耐力の低下が1.0倍入力から始まっており、面内耐力の低下は2.0倍の2回目入力までほとんど認められない。コンター図でも見たように、せん断壁の面内損傷指標は、0.5倍入力と1.0倍入力とで逆転しているが、1.0倍入力のケースでは、他の損傷指標の低下が進行していることが分かる。

6.5 各種の耐震性評価システムにおける活用の見通し

実質的検討の章を締め括るに当たり、地震後点検の評価システム、または耐震性能照査や損傷確率評価といった各種の机上の耐震性評価システムの中での、提案法の位置付けに関する展望を述べる。

(1) 地震後点検の評価

損傷した構造物を目前にした地震後点検の評価では、できるだけ多くの視点から、なおかつ迅速な判断を与えることが重要である。

- a. 頂部の状態（水平変位と鉛直変位の組合せ）が異常でないか
- b. 地震前と比べて相対的に沈下が生じていないか
- c. 部材に厚さ方向の膨張が無い
- d. せん断壁の基部に目視で明らかなレベルの損傷領域が広がっていないか

本論文で着目してきたこれらの内容は、それぞれがその判断に資するチェック項目になる。dについて、論文中では主圧縮ひずみ0.01という閾値を示したが、より緊急性の高いような状況下では、単純に視認できる圧壊領域またはせん断すべり領域の幅と言い換えてもよいと考える。ただし、部材厚の膨張を計測するためには、序論で言及したレーザースキャナ等を用いて、多連の地中構造物における各スパンの情報を統合できる測量システムを構築する必要がある。

(2) 耐震性能照査

図1-4で示したように、現行の耐震性能照査システム¹²⁾においては、材料非線形性を考慮したソリッド要素で構成された構造物モデルを用いて地震応答解析を行った場合の、特にせん断照査の限界値が整備されていない。また、既存の曲げやせん断に関する限界値も二次元問題を想定した内容になっており、三次元解析の結果を評価できないのが現状である。これらの問題に対して、図1-4と対比する形で今回の提案を位置付けると、図6-31のようになる。「構造物全体の評価」では、

T1: 一方向に加速度を漸増させる解析を行って2章で述べた頂部水平変位－鉛直変位軌道上の基準線A（図2-23）を得た後、照査用地震動に対する応答解析を行い、解析終了時

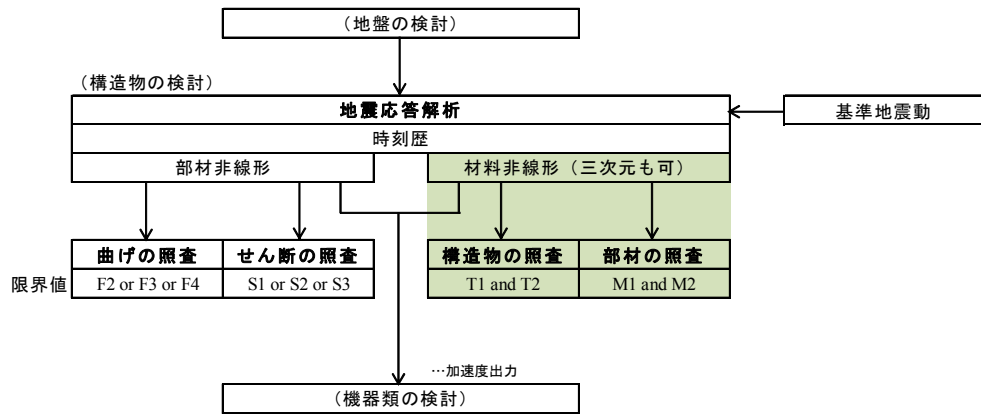


図 6-31 屋外重要土木構造物の耐震性能照査への提案法の位置付け

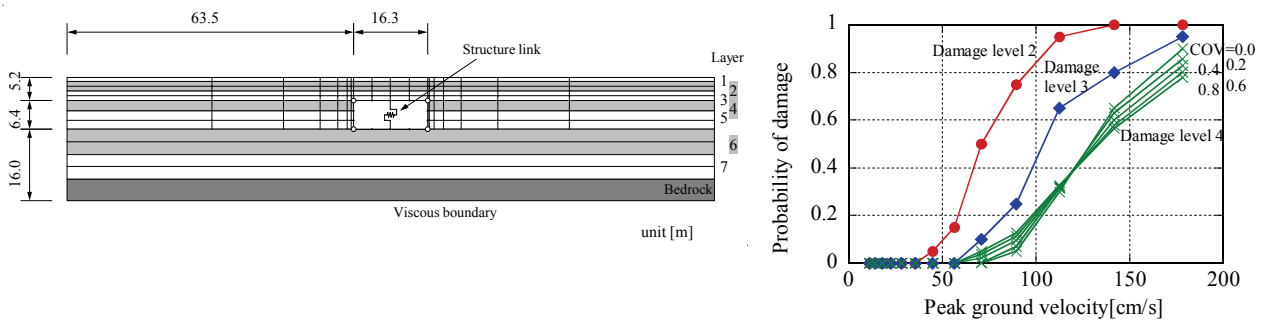


図 6-32 ボックスカルバートの損傷確率評価の一例²⁰⁾

の状態が基準線より上方にあることを確認する。

T2: 2回連続して照査用地震動を入力し、1-2回目の解析終了時点間の相対的な沈下の進行が十分小さい(2章の検討結果を踏まえれば、鉛直部材の部材厚の0.1%以内であることを確認する。

「部材単位の評価」では、

M1: 面外耐力残留率が1であることを確認する。

M2: 面外耐力残留率が1であることを確認する。

といった照査の仕組みが考えられる。この仕組みは、材料非線形モデルによる地震応答解析に対しても適用性があり、三次元問題への拡張性も有している。また、上記の内容は、水平耐力維持限界を限界状態と捉えている点において従来と同様であるが、部材の重要度を別途設定し、それに応じてM1、M2の要請を緩和することにより、冗長性を考慮した評価も可能になると考えている。

(3) 地震損傷確率評価

2007年の新潟県中越沖地震や2011年の東北地方太平洋沖地震の後、耐震性能照査の想定を超えるリスクの存在を定量的に示す方法として、耐震裕度や損傷確率の評価が注目されるようになってきている。原子力分野では、以前からこれら进行评估する方法に関する研究が行われてきたが^{13)、14)}、地中構造物では^{15)~20)}、多くの場合、地震動強度を含む幾つかのパラメータを確率変数にして確定論的な耐震性能照査の手続きを複数回繰返し、結果を統計処理するという内容になっている。つまり、想定を超えた入力に対する評価を行う枠組はあ

るのだが、構造物の限界状態はあくまで水平耐力維持限界であって、それを越える領域に関する議論は含まれていない。しかし、安全性の証明を本旨とする耐震性能照査と異なり、損傷確率評価は発電所全体で見た脆弱性を見極めに重点がある。例えば、或るレベルの地震に対して、水路が「水平耐力を喪失する可能性がある」という評価と、「水平耐力を喪失するが崩壊はせず、通水機能が維持される可能性が高い」という評価とでは、発電所全体の視点から見た場合の意味合いは異なる。危険性が高いと評価された構造物から対策が取られることを想定するとき、単一の構造物に対して過度の安全側評価を行うことは、全体にとって必ずしも安全側の判断とは言えないことに注意しなければならない。

図6-32に、ボックスカルバートの損傷確率評価の一例を示した。曲げ降伏、最大耐力、水平耐力維持限界の3種類の損傷レベルに着目した損傷確率曲線を描いている。図2-23の基準線Bは、まだ実験例が非常に限定的であるが、今後崩壊実験のデータを蓄積して高精度化を図れば、図6-32に崩壊というもう1本の損傷状態に着目した曲線を加えることができるようになり、発電所全体のリスク評価の合理化に資することが期待できる。

6.6 まとめ

頂部の沈下、部材の厚さ方向の膨張、壁基部における圧壊もしくはすべり領域の幅に着目した地震後の残留耐荷性能評価法の、鉄筋コンクリート製地中構造物に対する適用性を以下の手順で検証した。

- (1) 材料非線形有限要素解析を用いて、せん断壁を有する1層1連ボックスカルバートと乾燥砂から成る連成系に対する水平一方向振動実験のシミュレーションを行った。地盤およびRC試験体の加振方向の水平変位時刻歴は、振幅、包絡線形状とも実験結果と良く合致した。解析は、水平変位-鉛直変位軌道の包絡線の勾配をやや小さく見積もる傾向があったが、加振ケースごとの残留鉛直変位の追跡精度は良好であった。損傷指標 ψ_o 、 ψ_i は、シミュレーションの全過程で低下せず、最大耐力点に対応する水平変位より大きな応答を示さなかったという実験結果と調和的であった。
- (2) 上記の解析モデルをベースとして数値実験用モデルを作成し、振動実験で実現できなかった地震波の入力や、上下動の同時入力を行った。上下動を同時入力した場合、水平変位-鉛直変位軌道は複雑な様相を呈するが、
 - ・解析終了時点で残留している（水平変位、鉛直変位）の組み合わせが、加速度単調漸増解析に対する軌道よりも上方にあるか
 - ・1-2回目の解析終了時点間の相対的な沈下が部材厚の0.1%以内であるかという条件は、そうした場合でも確認できることを例示した。
- (3) 地震後点検の評価、耐震性能照査、地震損傷確率評価という3種類の耐震性評価システムにおける本論文の提案の組み込み方の見通しを示した。

参考文献

- 1) 国生剛治, 岩楯徹広: 軟弱地盤の非線形震動特性についての模型震動実験と解析, 土木学会論文報告集, 第285号, pp.57-67, 1979.
- 2) 大嶋義隆, 渡辺啓行: 3次元地中構造物と地盤の弾塑性動的相互作用に関する実験的

研究, 土木学会論文集, No.489/I-27, pp.261-268, 1994.4

- 3) Ohshima, Y., and Watanabe, H. : An elasto-plastic dynamic response analysis of underground structure-soil composite based upon the 3-D finite element method, *Proceedings of JSCE*, No.495/I-28, pp.31-42, 1994.7.
- 4) 土岐憲三, 三浦房紀, 大竹敏雄 : 3次元ジョイント要素による地盤-構造物系の非線形震動解析, 土木学会論文報告集, 第322号, pp.51-61, 1982.6.
- 5) 末広俊夫, 大友敬三, 河井正, 宮川義範, 金谷賢生, 福本彦吉 : せん断壁を有する地中RCボックス構造の振動台実験, 第2回 構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp.231-236, 2001.3
- 6) 末広俊夫, 大友敬三, 松本恭明, 岡市明大 : RC地中構造物の損傷過程に関する実験的研究(その2) 小型振動台実験で得られたRC試験体挙動について, 第25回地震工学研究発表会講演梗概集, pp.625-628, 1999.7
- 7) 大友敬三, 末広俊夫, 河井正, 金谷賢生 : 強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究, 土木学会論文集, No.724/I-62, pp.157-175, 2003.1
- 8) 河井正, 金谷守, 大友敬三, 松井淳, 松尾豊史 : 鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査法の高度化(その2) - 密な乾燥砂地盤・構造物連成系解析における地盤非線形モデルの適用性評価 -, 電力中央研究所研究報告U02018, 2003.1
- 9) Maekawa, K., Pimanmas, A., and Okamura, H.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, 2003.
- 10) An, X., Maekawa, K., and Okamura, H.: Numerical simulation of size effect in shear strength of RC beams, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, JSCE, No.564/V-35, pp.297-316, 1997.5
- 11) 曹昌根, 堀田久人, 安藤秀樹 : 高軸力下で曲げ破壊する鉄筋コンクリート柱の軸力保持安定限界に関する研究(その1 一定軸力下曲げせん断試験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.45-46, 1997.9
- 12) 土木学会原子力土木委員会 : 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル, 2005.6
- 13) Smith, P. D., Dong, R. G., Bernreuter, D. L., Bohn, M. P., Chuang, T. Y., Cummings, G. E., Johnson, J. J., Mensing, R. W., and Wells, J. E.: *Seismic safety margin research program, phase I final report - overview*, NUREG/CR-2015, UCRL-53021, Vol.1, 1981.
- 14) Kennedy, R. P., and Ravindra, M. K.: Seismic fragility for nuclear power plant risk studies, *Nuclear Engineering and Design*, 79, pp.47-68, 1984.
- 15) Ebisawa, K., Andoh, K., Kohno, K., and Itoh, M.: Estimation of functional failure probability of sea water intake channels under earthquake motion, PSA'96, pp.309-316, 1996.
- 16) 松本敏克, 澤田純男, 大鳥靖樹, 坂田勉, 渡邊英一 : 非線形挙動の著しい地中構造物の地震時損傷確率評価, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.1159-1168, 2006.3
- 17) 堤英明, 蛭沢勝三, 中村晋 : 原子力施設における地中構造物の実用的な損傷確率評価

手法の提案, 土木学会論文集A, Vol.163, No.4, pp.704-715, 2007.

- 18) 宮川義範: 鉄筋コンクリート製地中構造物を損傷させる地震動のプロファイル, 電力土木, No.352, pp.30-39, 2011.3
- 19) 宮川義範: 上下動の影響を考慮した鉄筋コンクリート製地中構造物の地震損傷確率評価法, 電力中央研究所研究報告N11015, 2012.4
- 20) 宮川義範, 松本敏克, 西山誠治, 中村晋: 地中構造物の実用的な損傷確率評価手法の構築ー地震動の不確定性を考慮した手法の適用ー, 第58回理論応用力学講演会講演論文集, pp.449-450, 2009.

7章 結論

2007年の新潟県中越沖地震、2011年の東北地方太平洋沖地震は、鉄筋コンクリート構造物が、耐震性能照査で設定している限界を超える損傷を受けるリスクの存在を認識させる契機となった。これを受けて、地震で激しい損傷を受けた構造物の残留耐荷性能を変位情報に基づいて評価する方法の構築に向けた研究を実施した。評価に用いる情報を変位とすることにより、応力を直接計測することが難しい地震後の点検の場面や、材料非線形解析によって得られる変位分布を評価する場面での活用を見込むことができる。

1章では、「構造物としての耐荷性能評価」と「部材単位の残留耐荷性能評価」という2項目から成る評価法の基本構想を提示した。そして、これらに関連する技術の動向として、以下の3項目を整理した。第一に、原子力発電所屋外重要土木構造物の現行の耐震性能照査法を整理し、部材の材軸直交方向の耐力低下が始まる時点が限界として設定されている現状を確認した。裏を返せば、現行の耐震性能照査法は、一部材において耐力低下が始まって以降の状態を評価できるシステムでないことを意味している。第二に、(i)構造物が水平耐力維持限界に達して以降の崩壊現象や鉛直変位の挙動、および(ii)変位やひずみなどの点検時に計測できる指標に基づいた耐震性評価に焦点を当てた既往の研究を概観した。崩壊や鉛直変位に関する研究は、主として建築分野で高軸力部材を対象として行われてきた経緯があり、発電所土木構造物のような低軸力部材から成る構造物の鉛直変位の挙動についての知見が不足していることを示した。第三に、2章以降の各論の随所で用いるFEM解析プログラムに実装されている鉄筋コンクリートの材料非線形構成則を記した。

2章では、頂部の沈下に着目して、「構造物としての耐荷性能評価」のための基礎検討を行った。まず、軸力比が0.05で、せん断補強筋が配されていないケースを中心とした1層1連ボックスカルバート模型10体の正負交番静的水平載荷実験を通じて、以下の知見を得た。

- ・ 正負交番繰返し載荷を受けたときの水平変位－鉛直変位軌道の包絡線は、水平耐力が低下し始めるまでの間、単調載荷を受けたときの水平変位－鉛直変位軌道とほぼ一致した。
- ・ 水平変位－鉛直変位軌道の包絡線の直線領域の勾配を、部材のアスペクト比と引張鉄筋比の関数として定式化した。
- ・ 処女載荷過程で鉛直変位が伸長から沈下に転じる極大点がある場合、それは水平耐力が低下し始める時点と概ね対応した。
- ・ ただし、水平耐力の急激な低下とそれに伴う沈下は、処女載荷過程に限らず、反転載荷の過程で発生する場合もあった。この場合、水平変位－鉛直変位軌道が、単調載荷時のそれと交差するという挙動が認められた。

次に、重錘によって鉛直荷重を与え、崩壊に至るまで静的水平載荷を続ける追加実験を実施し、以下の知見を得た。

- ・ 鉛直部材にせん断破壊が発生すると、水平耐力はほぼ失われたが、部材厚の1/100程度

の沈下が生じた後、安定な状態が回復した。さらに載荷を継続すると、主筋が座屈した。このとき、側方に拘束体を設けたケースを除いて、部材厚の1/10、もしくはそれ以上の沈下が発生した。

- ・軸力比が大きいほど、主筋の座屈が発生した時点の沈下は小さかった。

これらの実験的知見に基づいて、頂部の沈下に着目した構造物の耐荷性能評価法の案を作成した。

3章では、「部材単位の残留耐荷性能評価」のための基礎検討として、面部材の面外方向のポストピーク挙動に着目した。対象構造物には面外せん断補強されていない事例があることを踏まえ、特に曲げ降伏前後にせん断破壊する部材に焦点を当てて、変位分布と残留耐力の関係を検討した。具体的には、片持ち形式の柱7体と、逆対称曲げ形式の柱11体に対して正負交番の静的載荷を行い、画像から損傷の進行に伴う変位分布の変化を捉えた。

斜めひび割れや割裂ひび割れの拡幅をもたらす部材の厚さ方向の膨張（部材厚増分）、それを初期の部材厚で除した平均引張ひずみ、100mm×100mm格子状領域における平均せん断ひずみ等と、水平耐力の残留率との関係を整理した。その結果、部材の厚さ方向の平均引張ひずみ－水平耐力残留率関係が、試験ケースに依らない単調減少傾向を示したので、この傾向を定式化した。

部材厚方向の平均引張ひずみは、載荷過程で一度増大すると除荷過程で減少しにくい性質を有していた。したがって、上記の式は、地震後点検におけるせん断損傷の評価にもそのまま適用できる。

また、材料非線形解析を用いて実験のシミュレーションを行い、上記の2つの性質が解析上でも再現できることを確認した。

4章では、前章と同じく「部材単位の残留耐荷性能評価」の基礎データを得るため、壁試験体に対して、面内、面外、斜めの3通りの方向に水平変位を与える静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- ・面内方向に載荷したケースでは、基部の圧壊が、面内曲げ圧縮縁から引張縁に向かって水平方向に進展する現象と、頂部の沈下とが連動していた。
- ・面外方向に載荷したケースでは、水平変位が大きくなると、幾何学的な効果として沈下が進行した。
- ・面内：面外変位が1:5になるように載荷したケースにおける水平変位（ベクトル和）－鉛直変位軌道は、面外単独載荷時のそれと概ね合致した。

基部の損傷領域の水平方向への広がりや面内方向の耐力に関係しているという点を掘り下げたため、材料非線形解析を用いて、軸力比が基部損傷幅－耐力残留率関係に及ぼす影響を把握するための数値実験を行った。その結果から、壁の基部において、主圧縮ひずみが0.01を超えている区間幅の全幅に対する比が、水平耐力の残留率と強い関係性を持っていることを明らかにした。

5、6章では、それぞれ取水ピット、せん断壁付きボックス構造と地盤の連成系というやや複雑な対象を取り上げて、それらの力学的特性を実験的に調べるとともに、2～4章

を通して構築した評価法の例示的適用を行った。

5章では、まず、3、4章の提案を面部材で構成された構造物に適用する際の補足を兼ねて、部材の残留耐荷性能評価法を改めて記述した。

- ・面外方向の耐力残留率 ψ_o は、部材の厚さ方向の膨張を初期部材厚で除した平均引張ひずみから、4章で定式化した関係式を用いて水平耐力残留率を求め、それを壁幅方向に平均化することによって算定する。
- ・面内方向の耐力残留率 ψ_i は、壁の下辺に着目し、主圧縮ひずみが0.01以上である区間幅の壁全幅に対する比と軸力比に基づいて算定する。
- ・部材厚を基準寸法とする評価用ボクセルを解析の要素分割と別に設定することで、 ψ_o と ψ_i の算定を補助するとともに、情報量の多い三次元解析の結果を効率的に可視化できる。

次に、1/10スケールの取水ピット模型を対象として、実際に ψ_o と ψ_i の評価を試みた。ただし、この実験を行った時点では、試験体全体の変位分布を計測するシステムを用意できていなかったため、載荷実験の後に有限要素解析によるシミュレーションを行い、解析結果として得られた変位分布を基に評価を行うという手順で検討を進めた。

取水ピット模型は、ハの字型平面を有する導流部、4連2層ラーメン構造のスクリーン室、最奥にせん断壁を有するポンプ室の3体で構成し、それぞれ以下のような力学的特徴が確認された。

- ・導流部模型は、水の入り口（ハの字の閉じた側）付近で面外せん断破壊が生じた。
- ・スクリーン室は、載荷終了時点付近で、中段の梁に斜めひび割れが発生したが、構造物全体としては延性が高く、載荷終了時点までほとんど水平耐力の低下を生じなかった。
- ・ポンプ室は、他の2体に比べて水平耐力は非常に大きかったが、3体中最も小さな水平変位で水平耐力が低下し始めた。破壊モードは最奥のせん断壁基部のすべり破壊であった。

有限要素解析によるシミュレーション結果から、部材の厚さ方向の平均ひずみコンター、主圧縮ひずみが0.01を超える領域のコンターを描いたところ、解析と実験の損傷領域（導流部のハの字の閉じた側、スクリーン室の中段梁、ポンプ室のせん断壁基部）は合致し、部材毎に算定した ψ_o と ψ_i は、必然的にそれらの部材で低下した。損傷部材において ψ_o や ψ_i が低下し始める時点は、構造物全体の耐力が低下し始める時点と概ね対応していた。また、部分の耐力残留率は、全体の耐力残留率よりも小さくなるはずであるが、実際、 ψ_o や ψ_i は、構造物全体の耐力残留率よりも小さめの評価となった。これらの諸点から、 ψ_o や ψ_i が部材の損傷状態を表わす指標として適切に機能していると判断した。

6章では、地盤とせん断壁付きボックスカルバートの連成系を検討対象とした。ここでも前章と同様に、実験をシミュレートできる解析モデルの構築、同モデルを用いた解析による変位分布の取得、提案法の適用という手順で検討を行った。

- ・材料非線形性を考慮した動的有限要素解析を用いて、せん断壁を有する1層1連ボックスカルバートと乾燥砂から成る連成系に対する水平一方向振動実験のシミュレーションを行った。地盤およびRC試験体の加振方向の水平変位時刻歴は、振幅、包絡線形状とも実験結果と非常に良く合致した。解析は、水平変位－鉛直変位軌道の包絡線の勾配を

やや小さく見積もる傾向があったが、加振ケースごとの残留鉛直変位の精度は良好であった。

- ・上記の解析モデルをベースとして数値実験用モデルを作成し、振動実験で実現できなかった地震波の入力や、上下動の同時入力を行った。上下動を同時入力すると、水平変位－鉛直変位軌道が波打って複雑な様相を呈するが、提案法はこのような場合でも適用できることを示した。また、 ψ_o や ψ_i が、入力レベルに応じて段階的に低下する様子を例示した。

最後に、構築した評価法を再掲する。

(1) 適用条件

適用対象は、崩壊しないことが性能として要求される地中構造物とする。構造物の諸元について、以下の適用範囲を設ける。構造物を構成する部材の軸力比は、0.1以下とする。これは、対象構造物の特徴に基づいて設定したものである。ただし、0.1を超える軸力比の部材を有する構造物に対する適用性が否定されるような知見は得られていないことから、今後、軸力比に関する適用範囲を上方修正できる可能性はある。コンクリートの圧縮強度は、本研究で実験を行った範囲から考えて、 50N/mm^2 以下を前提とする。

(2) 構造物としての耐荷性能評価

構造物頂部の残留水平変位、残留鉛直変位の情報を取得する。これらは、矩形の平面を有する構造物であれば、四隅の平均として得る。得られた残留水平変位、残留鉛直変位の組合せを、水平変位－鉛直変位平面上にプロットする。水平変位－鉛直変位平面は、

A. 単調載荷時の軌道

B. 主筋が座屈する条件

を基準線とする3領域に分割し、いずれの領域にあるかによって、以下の(i)～(iii)の判定を与える。

- (i) 水平耐力を維持している可能性がある。同レベルの入力をもう一度与えた時に、相対的な沈下が一定（部材厚の0.1%）以内であるならば、沈下の恐れが無いと判断できる。
- (ii) 水平耐力を維持していないが、鉛直耐力は維持している。ただし、再度地震入力を受けると沈下が進行し、(iii)に移行する可能性がある。
- (iii) 主筋が座屈して沈下が急激に進行し、機能上の要求を満たさなくなる恐れがある。

領域(i)と(ii)を分ける基準線Aは、6章で行ったように、材料非線形解析を用いた加速度単調漸増解析によって得ることができる。また、1層構造物の場合は、同じく材料非線形解析を用いた静的プッシュオーバー解析によってもよいし、次式を用いて簡易に設定することもできる。

$$k_v = \frac{(0.73 - 28.7p_v) \cdot f_\sigma(\sigma_0)}{h/D} \quad (7-1)$$

ここで、 p_v は引張鉄筋比、 h/D は部材のアスペクト比、 $f_\sigma(\sigma_0)$ は軸力比 $\sigma_0=0.05$ の下で1となる関数である。

三次元構造物においては、Aを基準「面」として得る必要がある。基準面の設定方法については、4章での若干の検討を通じて、水平二方向の基準線 $Z_x(\delta_x)$ 、 $Z_y(\delta_y)$ を得た後、値が大きい（鉛直変位がより上方にある）方を水平面上の点 (δ_x, δ_y) に対応する値 $Z_h(\delta_x, \delta_y)$ とするという考え方を提示したが、壁単体を対象にしたこの考え方が構造物に拡張できるか否かはまだ未解決の課題として残っている。

領域(ii)と(iii)を分ける基準線Bの設定方法は、現時点では極めて限定的な実験結果(図2-22)に基づいているので、特に今後の実験データの蓄積が必要な項目である。

(3) 部材単位の残留耐荷性能評価

面外・面内それぞれの方向について、耐力残留率を評価する。面外方向の耐力残留率は、次の式(7-2)、式(7-3)によって求める。

$$\psi_o = \sum_{i=1}^{n_x} \min_j \left[g \left\{ \delta_d(x_i, y_j) \right\} \right] \cdot \frac{\Delta x}{L_x} \quad (7-2)$$

$$g(\delta_d) = \begin{cases} 1.0 & (\delta_d/D \leq 0.00375) \\ 0.7 - 0.02\delta_d/D & (\delta_d/D > 0.00375) \end{cases} \quad (7-3)$$

ここで、 L_x は壁の幅、 Δx は評価用節点の有効幅、 δ_d は部材厚増分、 D は初期の部材厚である。式(7-3)は壁面上の各点の厚さ方向の膨張から、同点の耐力低下への寄与を求める関数である。式(7-2)では、鉛直方向について $g(\delta_d)$ の最小値を取り、それを壁幅方向に平均化している。水平部材の場合は、管路軸に直交する方向について $g(\delta_d)$ の最小値を取り、それを管路軸方向に平均化することを基本とする。

面内方向の耐力残留率は、次の式(7-4)によって求める。ただし、軸力比が0.1以下の構造物においては、式(7-5)のように簡略化すれば、安全側の評価ができる。

$$\psi_i = 1 - \left(0.604 + 3.96 \cdot \frac{\sigma_0}{f_c} \right) \cdot \frac{l_x}{L_x} \quad (7-4)$$

$$\psi_i = 1 - \frac{l_x}{L_x} \quad (7-5)$$

ここで、 l_x は下端において、面内変形成分から求めた主圧縮ひずみが0.01に達している区間の幅である。

謝辞

著者が電力中央研究所に入所した当時、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査マニュアルの策定に向けた研究が進められていました。その一員として研究に参加するに当たって手渡された有限要素解析プログラムが、東京大学 岡村・前川研究室で開発されたCOM3でした。東京大学 前川宏一教授は、上記の研究の成果を審議する土木学会原子力土木委員会耐震性能評価部会の委員を務められていました。そうした御縁を頼って前川先生を訪ねたとき、最初に頂戴したのは、著者の研究成果が個々にバラバラで論を成していないという厳しいご指摘でした。しばし落胆の後、「従来あまり活用されてこなかった変形指標を用いて、水平耐力維持限界を超える損傷状態まで視野に含めた耐震性評価法を構築する」という筋道に沿って、これまでに得てきたデータを見直そうと思ひ立ち、漸くひとまずの区切りを付けるに至りました。

本研究の遂行と取りまとめに当たり、前川先生には、終始懇切なご指導を賜りました。そして、ややもすれば著者が見失いがちになる進むべき方向を指し示して下さいました。論文へのご指摘をいただいた後の時間に話して下さい、研究者としての姿勢、そしてコンクリート工学の将来に関するお話も、著者にとって得難い経験でした。ここに深甚なる謝意を表します。また、本論文の副査を快く引き受けていただき、貴重なご意見を賜りました東京大学 高田毅士教授、堀宗朗教授、長山智則准教授、長井宏平准教授に厚く御礼を申し上げます。

研究に取り組む際の基本的な考え方は、京都大学 渡邊史夫名誉教授に鍛えていただいた財産です。また、プログラミングやデータ整理に関する知識は、渡邊研究室で助教授を務められていた京都大学 西山峰広教授のご指導の下で得たものです。今日の研究活動における礎を築いて下さった両先生に心より御礼を申し上げます。

本論文で言及している実験の半数は、屋外重要土木構造物のマニュアル・ガイドライン策定のために、上記の研究プロジェクトの中で行ったものです。耐震性能評価部会の主査を務められた長岡技術科学大学 丸山久一名誉教授、2005年度以降それに引き続く構造健全性評価部会の主査を務められた京都大学 宮川豊章教授をはじめとする両部会の委員の皆様からは、その経過や成果に対し、多くの貴重なご意見を頂戴しました。改めて深く御礼を申し上げます。また、長期に渡る研究の推進を支えるとともに、実務的観点からのご指導をいただいた電力各社の関係者の皆様、特に同研究の幹事でありました関西電力株式会社の担当者の皆様に深く感謝いたします。

著者の在籍する電力中央研究所の皆様には、様々な方面でご支援をいただきました。上司であり、電力共通研究耐震フェーズ(-2004年度)の全体を統括されていた金津努博士(現在、株式会社セレス)は、当時から最近に至るまで、学位取得に向けた活動の進捗を常に気にかけて下さいました。鉄筋コンクリート部材のせん断問題に関連する実験を担当するよう指示し、この問題に取り組むきっかけを作って下さったのは、上席研究員の故遠藤達巳氏でした。山本広祐博士(前構造工学領域リーダー、現在、地球工学研究所副所長)、松村卓郎博士(現在、構造工学領域リーダー)には、学位論文を執筆するに当たり、研究所の業務に関して格段のご配慮をいただきました。苦戦する私の愚痴を聞いて下さっ

たり、励まして下さったりしたのも松村リーダーでした。

6章のせん断壁付きボックスカルバートの振動実験は、特に多くの方々の参加の下で実施されました。この実験は、砂地盤中に埋設した鉄筋コンクリート試験体を振動によって損傷させる実験シリーズの一環を成し、大友敬三博士がシリーズ全体の、東京電力株式会社 末広俊夫氏（当時、電力中央研究所に出向）が6章で言及したケースの指揮を取られていました。東北大学 河井正准教授（当時、電力中央研究所）が主に地盤材料の試験を、松尾豊史博士が振動実験後の鉄筋コンクリート試験体の静的載荷を担当されました。本論文で実験データを活用することが叶ったのは、この実験の一員として参加させていただいた経緯によるものです。

他にも、佐藤浩章博士には地震工学の見地から、株式会社ニュージェック 松本敏克博士（当時、電力中央研究所に出向）には実務の見地から、ご助言をいただきました。また、酒井理哉氏には、画像計測の方法に関してご指導いただきました。3章のIIシリーズは、永田聖二博士が計画・実施を主導された実験です。4章の壁の水平二方向載荷実験の実施に当たっては佐藤雄亮氏に、5章の取水ピット模型の静的載荷実験では高島大輔氏にそれぞれご協力いただきました。

ご指導・ご支援をいただいた研究所の皆様に深く感謝の意を表します。

株式会社日本ソフトテクニカル 竹本眞一氏は、熟練の計測技術もさることながら、言葉少なで実験チームの士気を上げられない私に代わり、いつも雰囲気盛り上げて下さいました。吉沢技研計測株式会社 齋藤智弥氏には、動的計測をはじめとする多岐にわたる技量をもって、多くの実験現場で中心的役割を担っていただきました。株式会社セレス 田代勝浩氏には、実験に係る諸々の事務調整、および試験体管理の面でご助力いただきました。3章で実施した画像計測は、市川英治氏（現在、株式会社セレスより電力中央研究所に出向）と協同して、複数の実験での失敗を経て、漸く一つの成果を得るに至ったものです。株式会社共和技研 瀬戸井健一氏と奥山宏氏には、実験装置の設計の面で、また原田篤史氏と北岡正治氏には、実験ヤードにおける装置の組立て・調整の面でお世話になりました。私が机上で気ままに想像した境界条件でも、原田・北岡両氏に装置の調整を依頼すれば実現できるという安心感がありました。他にも、広瀬正和氏（当時、有限会社ハイローゼン）、株式会社セレスの中井健二氏、重光信宏氏、横倉俊幸氏にも実験にご協力いただきました。ここに御礼申し上げます。

最後に、長きにわたって変わらず私を支え続けてくれた妻 由紀子と、逞しく育ってくれている三姉妹 子亜、普、琉菜に心から感謝します。

2015年3月