

ボックス壁のウェブ部分と円錐台壁の配筋を図-2 に示す。コンクリートは、最大粒径 10mm 以下の粗骨材を用いた豆砂利コンクリートである。コンクリートと鉄筋の力学的特性を表-2 に示す。

3 加力・計測方法

加力装置の概要を図-3 に示す。水平加力は、4 台のサーボ型アクチュエータを用い、ボックス壁と円錐台壁を直接加力する方式を採用した。静的載荷実験の水平力は、仮動的実験と地震応答計算から求めた各加力点の荷重比で加力制御した。鉛直軸加力は、試験体の変形に追従できる機構を有する反力フレームに設置したサーボ型アクチュエータにより、ボックス壁と円錐台壁の 1 層基部で軸応力度が 20 kgf/cm^2 となるように行った。水平荷重、試験体各部の変形、およびコンクリートと鉄筋のひずみ度の測定は、オンライン・システムにより自動的に行った。

4 仮動的実験

4.1 仮動的実験手法

本実験では、対象とする建屋の規模が大きく全体を試験体に置換できないため、サブストラクチャー的な手法を応用して建屋の一部を試験体に模擬した。したがって、実験に用いた解析用モデルでは、試験体部分を並列質点系に、それ以外は直列質点系に図-4 に示すようにモデル化した。

解析用モデルの設定条件を以下に示す。

- ① 試験体に置換した部分より上部は、質量や剛性が小さく建屋の応答に及ぼす影響は小さいと考えて、解析用モデルでは無視した。
- ② 試験体部分の剛性は、文献〔2〕に示す手法によって接線剛性を試験体から直接求めた。
- ③ 試験体部分と数値計算部分は、力と変形の適合条件を満たすように数学的に結合し、数値計算部分は弾性として応答計算を行った。

解析用モデルの部材の性能を表-3 に示す。質量や剛性等の諸数値は、文献〔3〕に示されている値を基に算出した。実験に採用した入力地震波は、マグニチュード 7 とした Taft EW (1952) の位相を用いた模擬地震波である。入力地震波を図-5 に示す。

4.2 仮動的実験の結果

仮動的実験では、変位が制御可能な応答値となるま

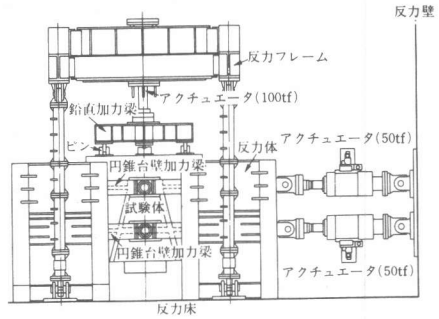
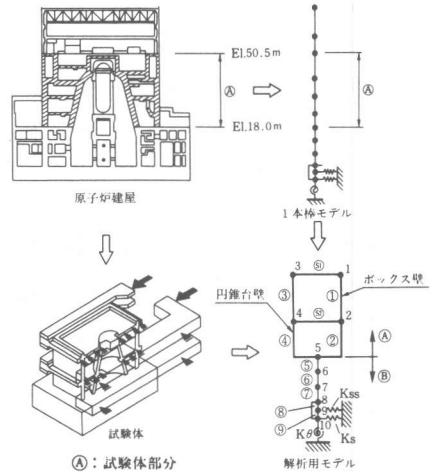


図-3 加力装置の概要



- ①: 試験体部分
- ②: 数値計算部分
- 1-10: 節点番号
- ①-⑤: 部材番号

図-4 建屋のモデル化

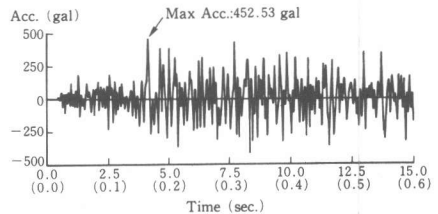


図-5 入力地震波

表-3 解析用モデルの部材性能

部材番号	せん断断面積 (10^4mm^2)	断面 2 次モーメント (10^{10}mm^4)	部材番号	せん断断面積 (10^4mm^2)	断面 2 次モーメント (10^{10}mm^4)
1	10.49	7.48	6	50.07	61.63
2	17.66	12.17	7	50.07	61.63
3	5.16	1.02	8	505.60	426.10
4	8.73	2.09	9	505.60	426.10
5	47.85	56.97			

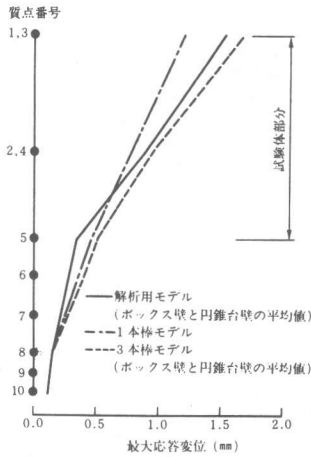


図-6 最大応答変位の比較

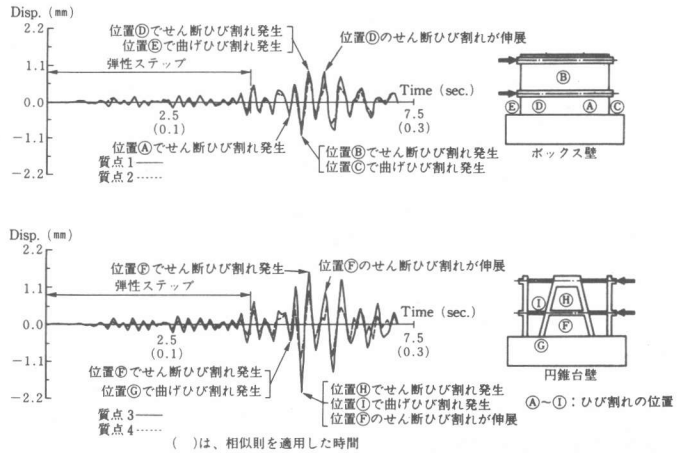


図-7 変位時刻歴

で弾性剛性による応答計算のみを行い、試験体には加力しなかった。加力は、地震波の継続時間で 4.16 秒から応答変位が小さくなった 7.20 秒の間で行った。対象とした建屋を 1 本棒モデルと 3 本棒モデルに置換して、最大加速度 417gal の模擬地震波による弾塑性地震応答計算を行った。計算による最大応答変位と、実験で得られた最大変位の分布の比較を図-6 に示す。計算による各質点の最大応答変位は、応答計算結果とほぼ等しい値となった。ひび割れは、ボックス壁と円錐台壁の 1 層ウェブ部に観察された。鉄筋の降伏は、仮動的実験を通じて計測されなかった。解析用モデルの試験体部分の変位時刻歴を図-7 に示す。ボックス壁に対する円錐台壁の変形は、最大応答変位時で約 1.8 倍となり、スラブが面内にせん断変形をしていることが認められた。2 層の相対変形は、1 層頂部の水平変形と回転による変形を考慮した値である。2 層の相対変形は 1 層に比べて小さく、最大層せん断力は、1 層で 56.3tf、2 層で 38.8tf であった。各壁の荷重比は、弾性域では安定した値を示したが、試験体が塑性化することにより大きく変動することが認められた。静的荷重実験の荷重比には、地震応答計算による表-4 の値を採用した。

表-4 荷重比

	ボックス壁	円錐台壁
2 層	1.00	0.37
1 層	0.85	0.38

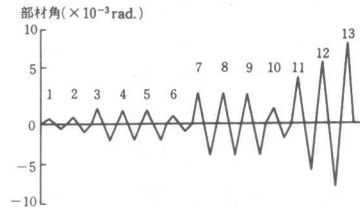


図-8 加力スケジュール

5 静的荷重実験

5.1 静的荷重実験の方法

静的荷重実験は、地震時に建屋のスラブの挙動を考慮して各壁に作用するせん断力を再現するように、地震応答計算より求めた荷重比により加力制御した。加力スケジュールを図-8 に示す。

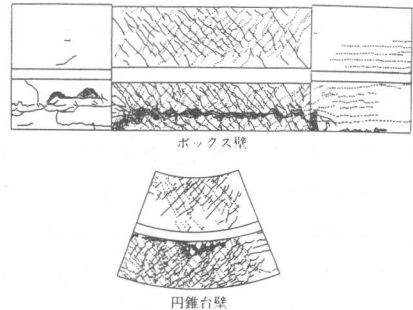


図-9 最終ひび割れ状況

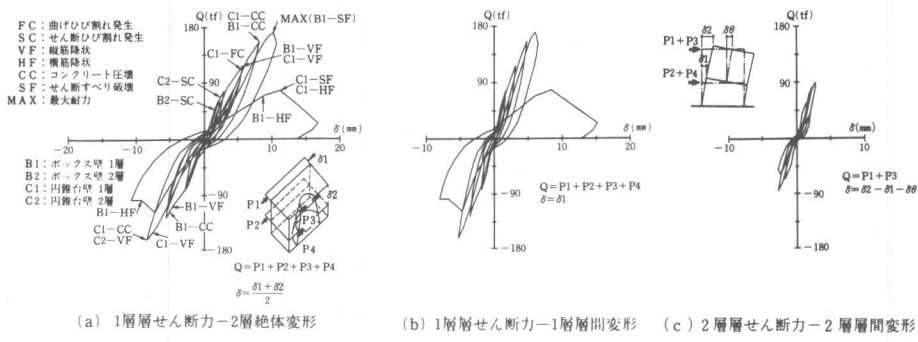


図-10 荷重-変形関係

5.2 静的載荷実験の結果

最終ひび割れ状況を図-9に示す。静的載荷実験では、変形の増大に伴いひび割れの数と幅が増加したことが観察された。鉄筋は、ボックス壁の1層ウェブ部とフランジ部の接合部の縦筋が部材角 (R とする) $R = 4.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で、円錐台壁では1層フランジ脚部の縦筋が $R = 4.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で降伏した。ボックス壁、円錐台壁とも横筋は最大耐力まで降伏しなかった。スラブには、面外曲げ変形や面内せん断変形によって発生したと考えられるひび割れが観察され、荷重が 168.4 tonf でボックス壁のせん断すべり破壊によって最大耐力となった。各層の層せん断力と層間変形との関係を図-10(a) ~ (c) に示す。変形は、ボックス壁と円錐台壁の平均値である。履歴性状は、変形が増大するに従って逆S字型となる傾向を示した。ボックス壁ウェブ部と切断面側の水平変位と、鉛直変位から求めた変形モードを図-11に示す。切断面側の変形がボックス壁ウェブ部より大きく、スラブが面内にせん断変形したことが考えられる。変形状況より、ボックス壁ウェブ部はせん断変形を、切断面側はフレーム的な挙動をしていることが認められた。ボックス壁と円錐台壁のフランジ部に設置した変位計から求めた曲率分布を図-12に示す。ボックス壁の2層の曲率は1層に比べて小さく、曲げ変形成分の少ないことがわかる。円錐台壁では、ボックス壁と異なり2層でも曲率が認められ、この部分も曲げ変形していることがわかる。また、円錐台壁の2層部頂部の曲率は、脚部の曲率に対して反転しており、スラブの曲げ戻しによる影響が現われていると考えられる。実験の最大せん断応力度を全補強

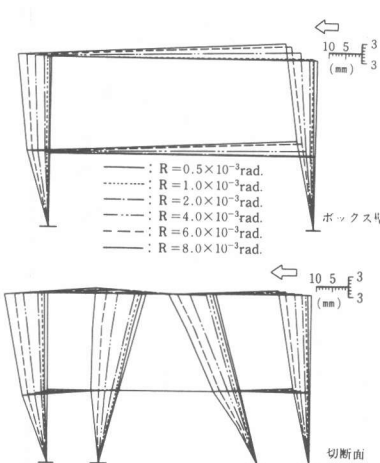


図-11 変形モード

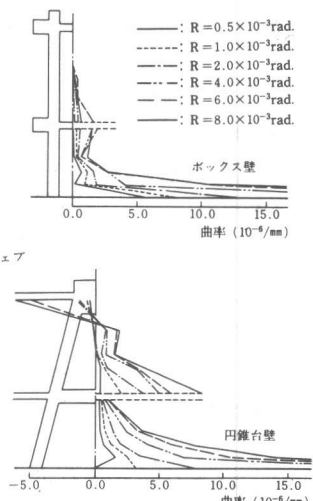


図-12 曲率分布

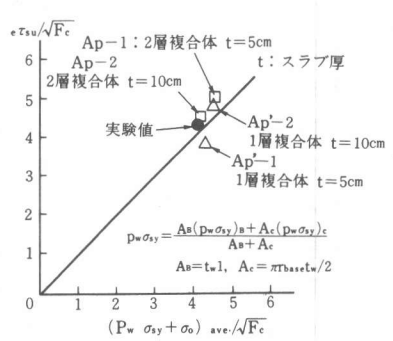


図-13 最大耐力の実験と計算値の比較

実験の最大せん断応力度を全補強

式によって比較したものを図-13に示す。図には、同一シリーズの研究である2層複合体 (Ap-1, Ap-2)〔4〕と、1層複合体 (Ap'-1, Ap'-2)〔5〕の実験結果を併せて示す。全補強式による計算値に対する実験値の比で見ると、本実験も既往の実験結果も同程度の値となった。

6 解析的検討

『建屋の復元力特性に関する研究委員会』によって提案されている、ボックス壁や円錐台壁の復元力特性モデル〔1〕を用いて、スラブのせん断変形を考慮した2層複合体の弾塑性性状を解析的に検討した。

6.1 検討方針と解析概要

本解析のための検討方針を以下に示す。

- ① 部材の全体変形は曲げ変形とせん断変形の和で表し、 $\tau-\gamma$ 関係の包絡線に対しては上記委員会で提案されているTri-Linear型モデルを、 $M-\psi$ 関係の包絡線には断面解析によって求めたTri-Linear型モデルを用いた。床スラブの面内変形の $\tau-\gamma$ 関係の包絡線は、稲田ら提案〔6〕のTri-Linear型モデルとする。
- ② 壁脚部の回転変形は、鉄筋の付着を考慮した弾性回転バネ〔7〕によって表す。
- ③ 円錐台壁内部の加力用スラブおよび壁とスラブ接合部は、剛体要素とする。

解析モデルは各部材をはり要素でモデル化し、計算は荷重増分解析によって行った。解析モデルを図-14に、解析に用いたせん断変形と曲げ変形の包絡線を図-15に示す。解析は、スラブの剛性を考慮した場合(解析1)と、スラブの剛性を無限大としてボックス壁と円錐台壁の変形を等しくした場合(解析2)とについて行った。

6.2 解析結果

解析と実験によって得られた荷重-全体変形関係を図-16に示す。解析2によって得られた荷重は、解析1より同一変形時で最大7 ton程度大きくなったが、変形やひび割れ発生等の計算値を比較すると、全体的な挙動に大きな差は認められなかった。つまり、スラブの厚さの異なる試験体の壁を等変位に加力制御した2層複合体の実験〔4〕の結果と同様に、スラブの面外変形が全体の挙動に及ぼす影響は少ないといえる。

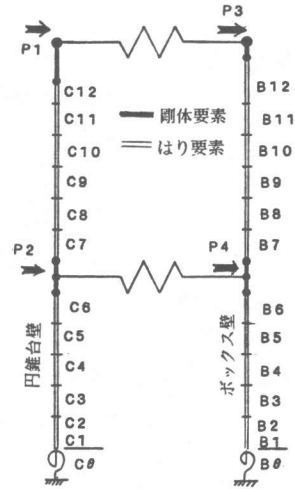


図-14 解析モデル

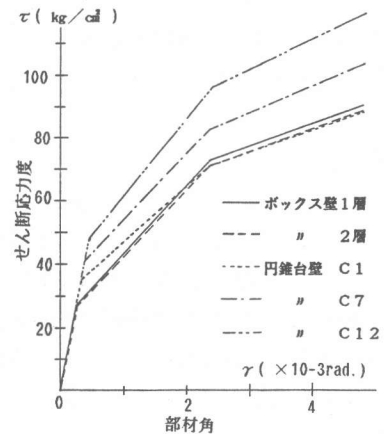


図-15 せん断変形包絡線

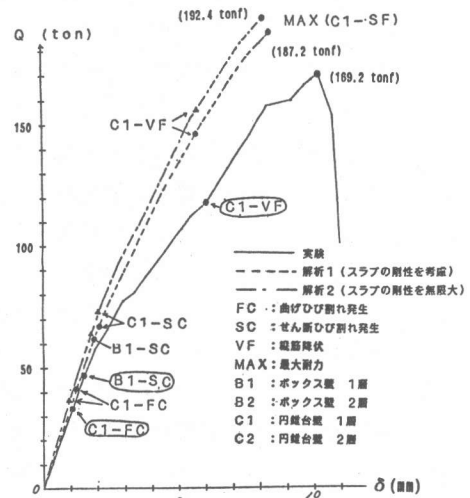


図-16 荷重-全体変形関係

7 まとめ

2層複合試験体を用いたサブストラクチャー的手法による仮動的実験、地震時の挙動を再現するような荷重の比で制御した静的載荷実験、およびボックス壁や円錐台壁に対して提案された復元力特性モデルを2層複合体に適用した解析によって次の結果を得た。

(1) 仮動的実験による最大応答変位は、同程度の地震波を入力した弾塑性地震応答計算の結果とほぼ等しくなること、ひび割れは、主にボックス壁と円錐台壁の1層のウェブ部に発生することが明らかとなった。また、地震時の建屋の挙動を把握する方法として、本実験で採用した仮動的実験手法は有効であることが認められた。

(2) 静的載荷実験では、スラブには面内力と面外力によるひび割れが発生したこと、ボックス壁のせん断すべり破壊が先行し、その後の繰返しで円錐台壁のせん断すべりが生じたこと等が認められた。また、ボックス壁と円錐台壁の変形モードに差があり、円錐台壁にはスラブの曲げ戻しの影響が認められた。

(3) 床スラブせん断変形を考慮し、はり要素を用いて荷重増分解析を行なった結果、スラブの面内せん断変形は、壁の水平変形やひび割れ発生等の全体的な挙動に及ぼす影響は少ないことが認められた。また、本解析の結果、『建屋の復元力特性に関する研究委員会』で提案したボックス壁や円錐台壁の復元力特性モデルは、それらを組み合わせた立体耐震壁の解析にも適用できることが明らかとなった。

謝辞

本実験を行うにあたり、東京都立大学教授 渡部 丹，建設省建築研究所第3 研究部振動研究室長 山内泰之，名古屋工業大学助教授 久保哲夫の各氏に貴重なご指導をいただきました。ここに記して深甚の謝意を表します。

本研究は、(社)建築研究振興協会の『建屋の復元力特性に関する研究委員会』によって、佐藤工業(株)，戸田建設(株)，フジタ工業(株)，西松建設(株)，(株)熊谷組，(株)間組，前田建設工業(株)の7社の共同研究として実施したものである。

参考文献

- [1] (社)建築研究振興協会；建屋の復元力特性に関する研究 総合検討報告書，
昭和63年 3月
- [2] 東浦 章，佐藤和英他；仮動的実験システムの開発について(その1~4)
日本建築学会大会梗概集・構造Ⅰ，昭和60年10月，pp.437-444
- [3] (社)建築研究振興協会；沸騰水型原子炉建屋の地震応答計算，昭和59年10月
- [4] 栗原一郎，町田亘寛他；建屋の復元力特性に関する研究(その32~34)，
日本建築学会大会梗概集・構造Ⅰ，昭和60年10月，pp.837-842
- [5] 宮崎吉英，羽山清一他；建屋の復元力特性に関する研究(その32~34)
日本建築学会大会梗概集，・構造Ⅰ，昭和60年10月，pp.1115-1116
- [6] 渡部他；床スラブの面内剛性に関する研究(その1~2)，
日本建築学会大会梗概集，昭和60年10月，pp.831-834
- [7] 稲田他；原子炉建屋立体耐震壁の復元力特性に関する研究
(その2) M- ψ 関係及び荷重-変形関係スケルトンカーブの検討，
日本建築学会論文報告集，第378号，昭和62年8月，pp.16-26