

[191] 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元力特性と地震応答解析

正会員 小野 新 (日本大学理工学部)
 正会員 安達 洋 (日本大学理工学部)
 正会員 ○中西 三和 (日本大学理工学部)
 川上 俊夫 (大成建設)

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以後RC)造建物において、耐震壁は耐震性能上有効な構造部材であることは認められているが、どの程度有効であるかといった問題に対しては耐震壁を含む架構の弾塑性解析や振動解析により、その役割を明確にしていく必要がある。この為には復元力特性を適切に評価する事が重要な課題となる。本研究は中低層RC造建物における連層耐震壁を対象として行なってきた実験資料をもとに、その復元力特性のモデル化を提案するとともに、破壊モードの異なる連層壁を含む幾つかの架構を想定し、一質点系モデルにより振動解析を行なう。そして、配置する耐震壁の破壊モードの違いや、その壁量の違いによって履歴応答性状に及ぼす影響を明らかにしようとするものである。本研究における特色は、連層耐震壁の変形成分を曲げ変形とせん断変形に分離しそれぞれ個別の復元力特性を仮定して、それらを直列結合することにより曲げ破壊からせん断破壊をする連層耐震壁に対して、各々の特徴的な履歴挙動を表現できる点にある。

2. 定常変位振幅の繰り返し荷重下における復元力特性のモデル化

連層耐震壁の種々の破壊形状に応じた復元力特性を表現するためには、曲げ変形、せん断変形各変形成分のスケルトンカーブと履歴曲線の性状を踏まえた上でモデル化する必要がある。本報においてこのモデル化に際し用いた実験資料は、3層及び2層連層耐震壁の二つのシリーズの実験であり、いずれもその変位成分は、曲げ変形とせん断変形履歴曲線に分離されている。^{*1)}

2.1 スケルトンカーブのモデル化

既報の研究結果により、^{*2)} 曲げ変形、せん断変形履歴曲線に対するスケルトンカーブを、図1に示すように決定する。(各特異点に対する強度・剛性低下率の計算は文献2を参照)

2.2 固有ループのモデル化

定常変位振幅の繰り返しによって安定した定常ループが得られ、その性状を調べる上で、ループ頂点 (δ_0, P_0) により無次元化した $P/P_0=f(\delta/\delta_0)$ で表わされる固有ループを、^{*3)} 曲げ、せん断各成分について描き検討を行なった。曲げ変形においては紡錘形、せん断変形についてはスリップ型の形状を有しているので、図2に示すようにモデル化した。図中に示す剛性 K_F, K_S 及びスリップ幅 λ は部材角 R_{F0}, R_{S0} によって次式のように表わすことができる。

$$k_{F1} = \begin{cases} 0.05 \times R_{F0}^2 + 1.0 & (0 \leq R_{F0} \leq 4) \\ 0.4 \times R_{F0} + 0.2 & (R_{F0} \geq 4) \end{cases} \quad \text{--- (1)}$$

$$k_{F2} = k_{F1} / (2k_{F1} - 1) \quad \text{--- (2)}$$

$$k_{S1} = \begin{cases} 1.6 & (0 \leq R_{S0} \leq 2.5) \\ 0.5 \times R_{S0} + 0.35 & (R_{S0} \geq 2.5) \end{cases} \quad \text{--- (3)}$$

$$k_{S2} = k_{S4} = 1.0 \quad k_{S3} = 0.4 \quad \text{--- (4)}$$

$$\lambda = 0.5 \times (1.0 - 1.0 / R_{S0}) \quad \text{--- (5)}$$

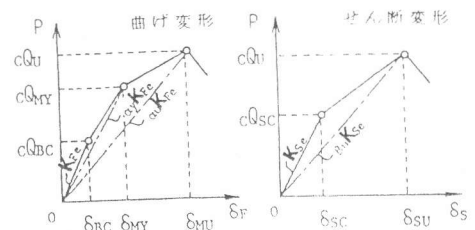


図1 スケルトンカーブのモデル化

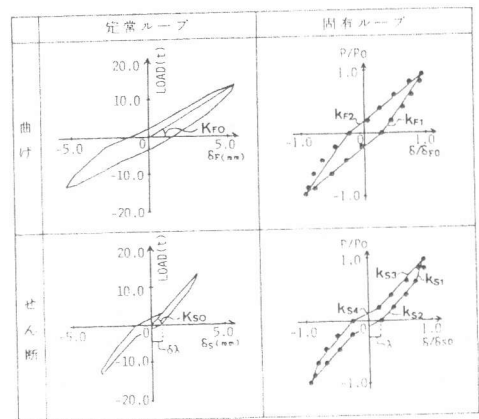


図2 固有ループのモデル化

但し $R_{F0} = (\delta_{F0} / H) \times 10^3$
 $R_{S0} = (\delta_{S0} / H) \times 10^3$

2.3 荷重-水平変位曲線への重ね合わせ

以上の諸式より誘導されたスケルトンカーブと固有ループから各変形履歴曲線を導き、それぞれの曲線上の剛性を直列結合することによって全体的な荷重-水平変位曲線を求める。図3にこれらの変形成分の重ね合わせの概念図を示した。ここで定常ループの剛性 K_F , K_S スリップ幅 δ_λ は固有ループ上の剛性, スリップ幅に曲げ, せん断それぞれの等価剛性 K_{FO} ($=P_0/\delta_{FO}$), K_{SO} ($=P_0/\delta_{SO}$), せん断変形の最大値 δ_{SO} を乗じることによって次式のようになる。

$$K_{Fi} = k_{Fi} \cdot K_{FO} \quad (i=1,2) \quad \text{--- (6)}$$

$$K_{Sj} = k_{Sj} \cdot K_{SO} \quad (j=1,2,3,4) \quad \text{--- (7)}$$

$$\delta\lambda = \lambda \cdot \delta_{SO} \quad \text{--- (8)}$$

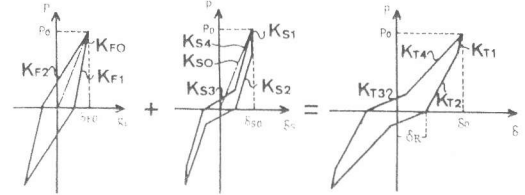


図3. 定常ループのモデル合成図

さらに各履歴ループの直列結合による重ね合わせは、それぞれのループ上の特異点の変形量を単に加えることによって求めることができる。このときの剛性, 残留変形量は、次式となる。

$$\begin{aligned} 1/K_{T1} &= 1/K_{F1} + 1/K_{S1}, & 1/K_{T2} &= 1/K_{F1} + 1/K_{S2}, & SR &= (1/K_{FO} - 1/K_{F1})P_0 + \delta\lambda \\ 1/K_{T3} &= 1/K_{F2} + 1/K_{S3}, & 1/K_{T4} &= 1/K_{F2} + 1/K_{S4} \end{aligned} \quad \text{--- (9)}$$

以上の諸式を用い、破壊モードの異なる耐震壁の履歴曲線を描いて、実験値と比較すると、曲げ型のふくらみの大きいものから、せん断型のハードスプリング的なものまでよい適合性を示している。(文献4, 5参照)

3. 繰り返し荷重下の非定常な復元力モデルと、その履歴ルール

応答復元力モデルは、曲げ, せん断それぞれのスケルトンカーブと各々の最大変形点に対して定まる固有ループとによって定まる剛性を刻々と直列結合することによって求める。

3.1 曲げ履歴ルール

図4に履歴ルールと、その順序を示す。

(Rule 1) 曲げひび割れ発生以前は弾性応答とし、正負どちらかでひび割れ発生後はそれと同方向のスケルトンカーブ上をたどる。<1→2→3>

(Rule 2) スケルトンカーブ上で変形が反転すると、剛性 K_{FR} で除荷がおこり、残留変形点に向かう。<3→4, 7→8> (Rule 3) Rule 2の後、変形が進む方向の経験最大変形点(曲げひび割れ時変形以上の点)に向い、再びスケルトンカーブ上をたどる。<4→5→6, 8→9→3>

(Rule 4) 最大変形点に向う途中で変形が反転すると、その最大変形点で前に決定した除荷剛性と平行にもどる。その後はRule 2, Rule 3, Rule 5に従う。<9→10, 11→12> (Rule 5) 除荷線分(4, 8, 10, 12)上で反転する場合は、その側の最大変形点に向い。<12→13> その後はRule 3に従う。<13→14>

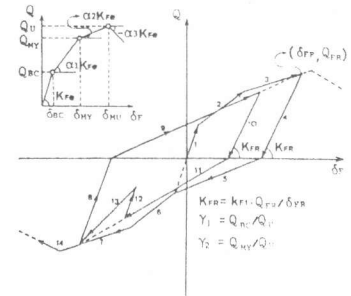


図4. 曲げ履歴ルール

3.2 せん断履歴ルール

図5にせん断履歴ルールと、その順序を示す。

(Rule 1) せん断ひび割れ発生以前は弾性応答とし、正負どちらかでひび割れ発生後はその側のスケルトンカーブ上をたどる。<1→2>

(Rule 2) スケルトンカーブ上で反転すると、剛性 K_{SR1} , K_{SR2} とスリップ量 δ_λ で決定できる2本の直線上をたどる。<3→4, 7→8, 12→13>

(Rule 3) 残留変形点より、正負最大変形で定まる幅量でスリップし、そして反対側の最大変形点(せん断ひび割れ時変形以上の点)に向い、その後スケルトンカーブ上をたどる。<3→4→5, 7→8→9, 12→13→14>

(Rule 4) スリップ発生後、最大変形点に向う途中で反転する時は、Rule 2, Rule 3に従う。(Rule 5) Rule 2の状態から反転する場合は、その側の最大変形に向い。(Rule 6) スリップ状態から反転する場

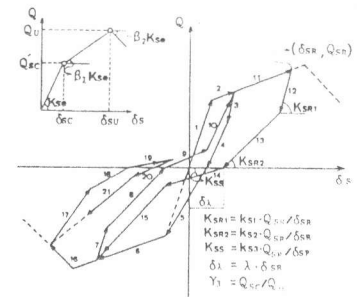


図5. せん断履歴ルール

合、そのもどり点と経験したスリップ量によって決定される剛性の線分上をたどり、その後はRule 5に従う。
 < 19 → 20 → 21 >

4. 解析モデルと入力地震波

応答解析に用いた架構は、X方向に多スパン、Y方向に1スパンの5層及び3層RC造建物でありY方向に間じきり壁を持つ学校建築をイメージしたものである。図6に建物概要及び1質点に置換した振動解析モデルを示した。モデル化は以下の仮定に基づいて行った。1). 外力分布の合力が各々3階及び2階位置にあるものとして3層及び2層連層壁の1質点系モデルとする。2). 各連層壁の復元力は曲げとせん断バネで表わされる。3). 質点の質量は建物の単位重量を1.2 t/m²とし、その壁の負担床面積の全層分の重量より算定する。4). この3層壁及び2層壁は各々文献1, 2で主筋量を変動し曲げ破壊からせん断破壊までの異なる破壊性状を示した計5体の試験体を実物大に拡大したものであり、GW101, GW201, GW401, GW404, GW602の符号で表わされる。

解析は配置した壁の床負担面積を除々に変化させ地震応答解析を行ったものである。このうち、各耐震壁について図6の平面図で1スパンごとに配置したものをA Type, 2,3,4スパンおきに配置したものをB, C, D Typeとして特に表わし、志賀マップ上のどこに位置するかを図7に示した。また、この壁率の変化にともなう各耐震壁の固有周期を表1に、各スケルトンカーブの特異点(強度と変形)、弾性剛性に対する各剛性の比(α, β), および終局耐力に対する各特異点強度比(r)をそれぞれ表2, 表3に示した。なお、入力地震波はHACHINOHE(1968年N S成分15秒間)とEL-CENTRO(1940年N S成分30秒間)の2波を用い、最大加速度は各々500galに補正した。減衰定数は一率0.03とした。

5. 応答解析結果とその考察

図8に破壊モードの異なる3層壁の応答履歴を、図9には壁率の大小による応答履歴を比較示した。破壊モードの異なるRC造連層壁の特徴

表2 スケルトンカーブの特異点

	δ _{BC}	Q _{BC}	δ _{MY}	Q _{MY}	δ _{MU}	Q _U	δ _{SC}	Q _{SC}	δ _{SU}	Q _U	Q _{MU}	Q _{SU}
GW101	0.13	189.9	2.15	292.2	109.4	331.6	0.13	200.8	2.52	331.6	331.6	593.2
GW201	0.14	232.5	1.51	436.6	3.49	494.0	0.24	416.1	2.35	494.0	494.0	766.0
GW401	0.13	227.6	1.19	719.5	1.68	731.1	0.26	403.1	2.62	731.1	812.3	731.1
GW404	0.05	263.9	1.22	316.7	6.40	366.8	0.09	228.6	1.54	366.8	366.8	628.1
GW602	0.05	267.9	0.67	710.1	0.89	710.5	0.11	271.3	2.03	710.5	820.3	710.5

単位 (cm, ton)

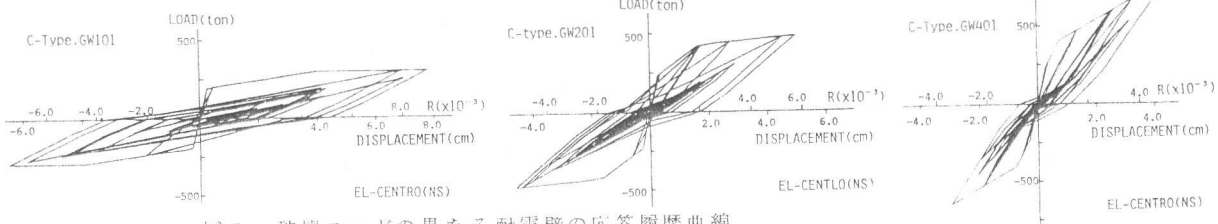


図8. 破壊モードの異なる耐震壁の応答履歴曲線

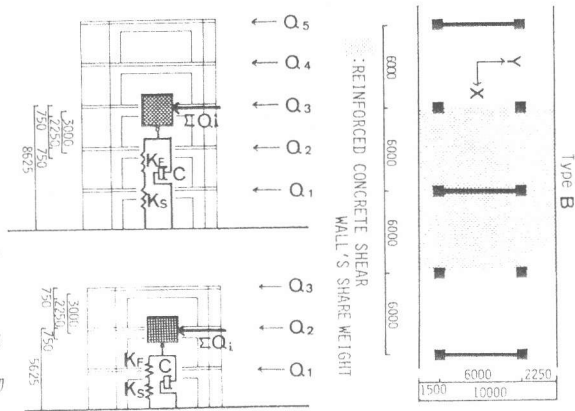


図6. 振動解析モデル

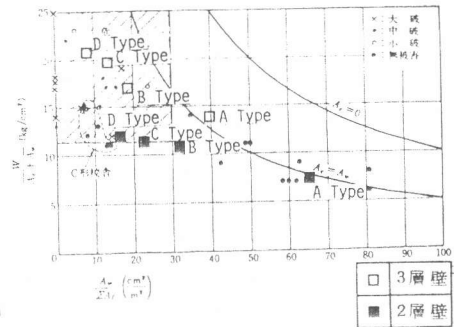


図7. 志賀マップ

表1 固有周期

3層壁	A Type W=360t	B Type W=720t	C Type W=1080t	D Type W=1440t
GW101	0.141	0.199	0.244	0.281
GW201	0.130	0.184	0.226	0.261
GW401	0.133	0.188	0.230	0.266

2層壁	A Type W=216t	B Type W=432t	C Type W=648t	D Type W=864t
GW404	0.071	0.100	0.123	0.142
GW602	0.070	0.100	0.122	0.141

単位 (sec)

表3 剛性の比(α, β)および強度比(r)

	α1	α2	α3	β1	β2	γ1	γ2	γ3
GW101	3.55	0.026	20.0	3.63	40.0	57.3	88.1	160.6
GW201	8.69	1.71	20.0	2.16	40.0	47.1	88.4	84.2
GW401	26.74	1.36	20.0	8.92	40.0	31.1	98.4	55.1
GW404	0.86	0.17	20.0	3.75	40.0	71.9	94.0	67.9
GW602	13.31	0.04	20.0	9.27	40.0	37.7	99.9	38.2

α1の算定例

単位 (%)

$$\alpha_1 = \frac{cQ_{MY} - cQ_{BC}}{\delta_{MY} - \delta_{BC}}$$

$\delta_{MY} = cQ_{MY} / \alpha_y K_{Fe}$
 $\delta_{BC} = cQ_{BC} / K_{Fe}$

cQ_{BC} : 曲げひび割れ強度
 cQ_{MY} : 曲げ降伏強度
 α_y : 曲げ降伏時剛性低下率
 K_{Fe} : 曲げ変形に対する弾性剛性

的な履歴曲線の性状や、せん断破壊による最大耐力以後の崩壊過程までよく表わしている。図10, 図11, 図12には横軸を壁率の逆数 (A_f/A_w) とし, その変化にともなう最大応答変形量, 最大応答せん断力及び吸収エネルギー量を示した。表1に示すように壁率や層数の変化は, 固有周期の変動に対応すると考えられるが, これら変動要因と耐震壁の強度・変形性能・破壊性状が応答結果に及ぼす影響について以下のような検討結果を得た。

1) 壁量の変動が応答性状に及ぼす影響について
 HACHINOHE : 配置した壁の種類に係らず, ある壁率 (固有周期に換算して 0.12~0.14 sec) を境に急激に応答変位が大きくなる傾向にある。また, 曲げ型・曲げせん断型の壁ではこの時応答せん断力も最大耐力の約 80%~90% 程度に達する。さらに, 壁率の減少にともない, 応答変位は増し GW201 では C Type で限界変形に到っている。一方, GW101 では D Type でもまだ変形性能にゆとりがあるが, その最大応答部材角 $1/80$ は

実際の実験結果から判断するにかなりの損傷が予想される。また, 壁率の減少にともない吸収エネルギー量の増加は曲げ破壊型のエネルギー吸収能力に依存していく傾向を示している。

EL-CENTRO : 応答変形量, せん断力, および吸収エネルギー量とも壁率の減少とともに徐々に増加し, HACHINOHE の応答性状とは壁率の多い範囲でやや異なる傾向にある。

ii) 壁率と破壊モードについて

各タイプ別に破壊モードの影響をみた場合, 壁率の多い範囲では各応答値にそれ程差がなく, 弾性的な応答を示しているのに対し, 壁率が減少するにともない各応答値に顕著な差異がみられる。すなわち壁量の多い建物では強度依存, 壁量の少ないものでは変形性能に依存するという考えが示唆される。

6. まとめ

以上, 連層耐震壁の履歴性状を曲げとせん断に分離した復元力特性のモデル化と一質点系弾塑性振動解析により, 破壊モードの異なる耐震壁の地震時における力学的性状と, 壁量の大小による耐震壁の有効性を検討することができた。

参考文献

1. 安達 洋 “鉄筋コンクリート造無開口連層耐震壁のひび割れ強度および変形の推定方法に関する実験的研究” 昭和57年 日大学位論文
2. 小野・安達・中西 “鉄筋コンクリート連層耐震壁の強度・変形性状に関する研究” 第2回コンクリート工学年次講演会 1980年6月
3. 谷・野村他 “鉄筋コンクリート耐震要素の復元力特性 (その1) 一復元力特性とそのモデル化—” 日本建築学会論文報告集 NO.202 昭和47年12月
4. 小野・安達他 “鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究 (その17) 無開口連層耐震壁の復元力特性のモデル化” 日本建築学会大会 昭和57年10月
5. 小野・安達他 “鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元力特性のモデル化と地震応答解析— (その1) 復元力特性のモデル化—” 日本大学理工学部学術講演会 昭和58年11月
6. 梅村貞雄著 “鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法” 技報堂出版

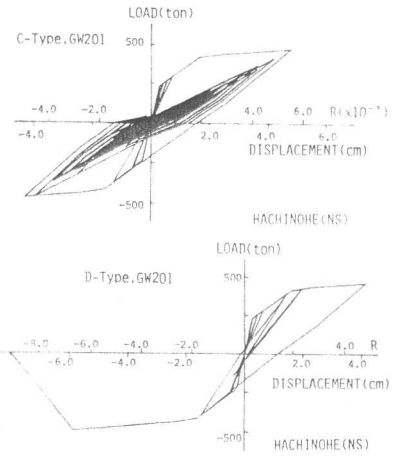


図9. 壁量の大小による応答履歴曲線

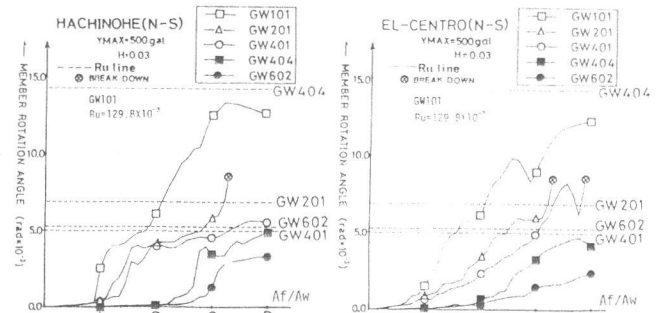


図10. 最大応答変位 (部材角)

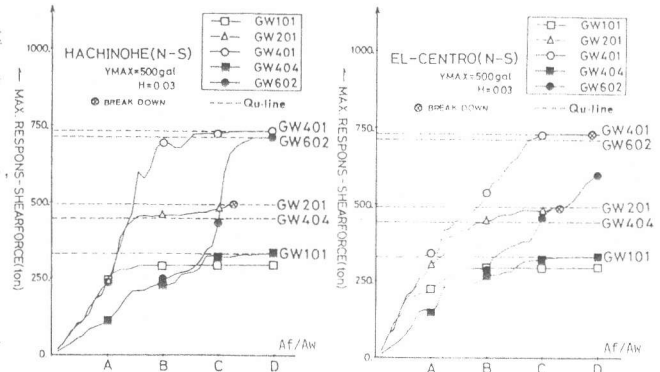


図11. 最大応答せん断力

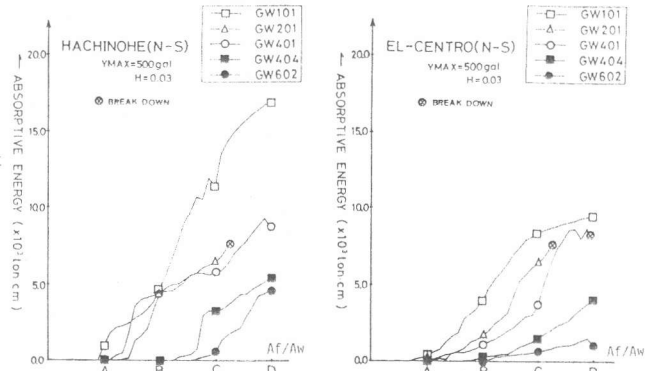


図12. 吸収エネルギー量