

論文 鉄筋コンクリート造骨組の耐震性能に及ぼす方立て壁の影響

須賀仁美*1・大宮幸*2・香取慶一*3・林静雄*4

要旨: 方立て壁を含む鉄筋コンクリート造骨組を対象として,壁の長さ,骨組への取りつき方をパラメータとして,3次元有限要素法による弾塑性解析を行い破壊性状,壁の負担する層せん断力,梁への付加せん断力についての検討を行い,梁曲げ降伏時に方立て壁が梁に及ぼす付加せん断力の評価方法について考察した。

キーワード: 方立て壁, 3次元有限要素法, 圧縮合力, 付加せん断力

1. はじめに

集合住宅形式の建物の桁行き方向架構には方立て壁(壁の上下が上下の梁と連続し,かつ壁の両側に柱がついていない壁)が多く設けられる。方立て壁が骨組に与える影響を考慮しないままに構造設計を行うと建物の偏心率や剛性率に悪影響を及ぼすだけでなく,梁部材を短スパン化させ脆性破壊を引き起こす可能性がある。現在用いられている方立て壁が骨組に与える影響の評価方法¹⁾は,壁単体の実験から導き出されたものであり骨組内の方立て壁の影響については検討が十分ではない。方立て壁は求められる性能を満たすために様々な形状となるが実験によりその影響を全て検証することは困難である。そこで本研究では壁の長さや骨組への取り付け方に着目し,鉄筋コンクリート造骨組の耐震性能に及ぼす方立て壁の影響を3次元有限要素法により検討した。

2. 解析概要

図-1に解析対象の形状・加力方法を,表-1に解析対象一覧を,表-2に材料特性を示す。解析対象は一般的な集合住宅の桁行き方向中間層から2層2スパンを抽出してモデル化したものである。No.1~No.6は壁の長さ(l_w)を変動要因

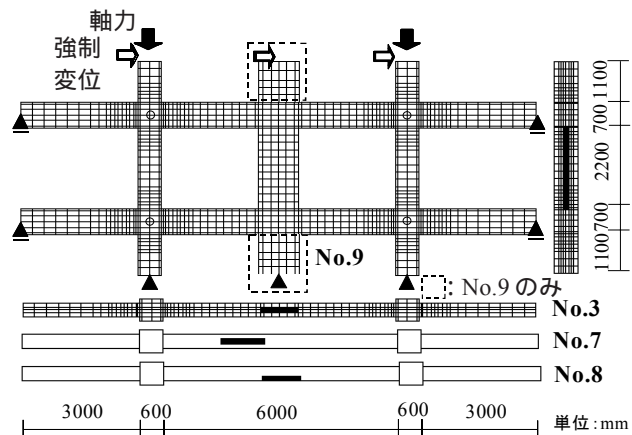


図-1 解析対象形状・加力方法

表-1 解析対象一覧

解析対象名	壁の長さ l_w (mm)	壁の取り付け方	共通要因:
No.1	0	壁無し	柱 / 断面 600 × 600 主筋 8-D22 補強筋 2-D10@100 梁 / 断面 360 × 700 主筋 6-D22 補強筋 D10@200 壁 / 厚さ 120 壁筋 D10@200 壁高 2200 単位 mm
No.2	600	単層	
No.3	1000	単層	
No.4	1400	単層	
No.5	2200	単層	
No.6	3400	単層	
No.7	1000	単層 $C_c=1000$ (mm)	
No.8	1000	単層 $l_c=120$ (mm)	
No.9	1000	連層	

表-2 材料特性

鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	初期剛性 (N/mm ²)	2次剛性 (N/mm ²)	
柱主筋(D22)	380	2.01×10^5	2.01×10^5	
他(D22, D10)	325	2.01×10^5	2.01×10^5	
コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	圧縮強度時歪	ヤング係数 (N/mm ²)
	21.0	1.75	0.002	2.35×10^4

とし, No.7~No.9は壁の取り付け方を変動要因とする。No.7は壁の中心からスパン中央までの距離(C_c)が1000mm, No.8は壁の梁幅方向の偏心

*1 東京工業大学大学院 総合理工学研究科環境理工学専攻 工修(正会員)

*2 東京工業大学大学院 総合理工学研究科環境理工学専攻 工博(正会員)

*3 東京工業大学助手 建築物理研究センター 工博(正会員)

*4 東京工業大学教授 建築物理研究センター 工博(正会員)

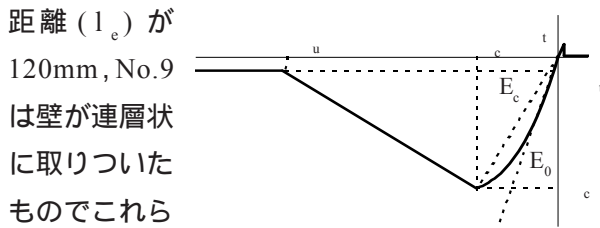


図 - 2 応力 - 歪関係 (コンクリート)

距離 (l_w) が 120mm, No.9 は壁が連層状に取り付いたものでこれらの壁の取り付け方は実際によく見られる。解析方法は、コンクリート要素は9個の非適合モードを有するアイソパラメトリック6面体要素を用いた。図 - 2 に示すように応力 - 歪関係は圧縮域を非線形とし最大耐力以降の軟化域及び引張域は線形とした。ひび割れ及び圧縮破壊はコンクリートの主応力が最大強度を超えた時に発生すると判断する。鉄筋は線材とし応力 - 歪関係はbi-linear型で表現する。柱主筋、梁主筋、及び壁筋とコンクリートの付着はボンドリンクで表現し、付着応力-滑り関係はbi-linear型で表現する。コンクリートのひび割れは分散ひび割れモデルを採用した。加力は柱脚をピン支持、梁端をローラー支持とし、両柱重心位置に軸力755.5kN(軸力比0.1)作用させた後、左右の柱上部の水平変位が等しくなるような強制変位を与えることにより行った。両柱上部にかかる水平方向の力の和を層せん断力(Q)とし、左右それぞれの柱と梁との接合部中央位置(図 - 1中の)の上下の水平変位差の平均を層間変形とし、柱スパン長さで除した値を層間変形角(R)とする。壁が連層状に配されるNo.9は壁下端中央部をピン支持とし、壁上部の水平変位が柱と等しくなるよう加力を行った。この際壁上部にかかる水平方向の力もQに含む。

3. 解析結果

3.1 破壊過程, Q-R 関係

図 - 3 に Q-R 関係を、表 - 3 に解析結果一覧を示す。図 - 3 より l_w が長くなるにつれて骨組の剛性、梁主筋降伏時の耐力が上昇し、梁主筋の降伏と梁端の圧壊の時期がずれることが分かる。ここでの梁主筋降伏時とは梁主筋が最初に降伏した時点である。梁主筋の降伏した解析対象は梁の危険断面位置で主筋が降伏し、他の位置で

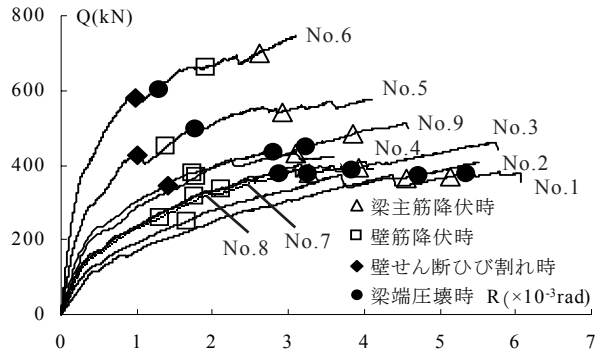


図 - 3 Q-R 関係

表 - 3 解析結果一覧

		壁曲げ ひび割れ	梁曲げ ひび割れ	壁せん断 ひび割れ	壁筋降伏	梁主筋 降伏	梁端圧壊
No.1	Q(kN)	-	82.28	-	-	367.75	378.54
	R ($\times 10^{-3}$ rad)	-	0.29	-	-	5.14	5.33
No.2	Q	51.98	86.20	-	248.11	365.79	372.65
	R	0.13	0.23	-	1.66	4.56	4.56
No.3	Q	68.16	99.05	-	315.77	393.25	390.30
	R	0.12	0.18	-	1.77	3.92	3.92
No.4	Q	92.77	114.74	347.16	376.58	433.45	434.43
	R	0.12	0.16	0.14	1.74	3.10	2.81
No.5	Q	108.85	130.43	426.59	449.14	543.29	496.22
	R	0.09	0.12	1.01	1.39	2.92	1.76
No.6	Q	191.23	191.23	581.53	661.95	700.19	604.09
	R	0.10	0.10	0.97	1.91	2.63	1.28
No.7	Q	62.66	84.24	-	260.86	380.50	379.52
	R	0.12	0.17	-	1.30	3.28	3.24
No.8	Q	61.59	96.89	-	333.43	-	377.56
	R	0.11	0.18	-	2.11	-	2.87
No.9	Q	62.08	74.24	-	368.73	483.47	448.16
	R	0.10	0.12	-	1.79	3.85	3.23

の梁主筋の降伏や柱主筋の降伏、壁や柱でコンクリートの圧壊は見られなかった。壁縦筋の降伏は $R=1.3 \times 10^{-3} \sim 2.1 \times 10^{-3}$ rad で見られ、 l_w による相違は見られなかった。壁が連層状に取り付いたNo.9は壁筋の降伏、梁主筋の降伏時のRは単層の場合とほぼ等しく、剛性、耐力はやや上昇した。図 - 4 にひび割れ図を示す。 l_w の長いNo.4, No.5, No.6は $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad 付近で壁中央部にせん断ひび割れが見られた。 l_w の短い他の解析対象の壁部のひび割れは曲げひび割れ発生後曲げせん断ひび割れへと進展した。 l_w が等しく壁の取り付け方の異なるNo.3, No.7, No.8は図 - 3において明確な相違は見られないが、壁の中心が梁の中央に無いNo.7はNo.3に比べて梁主筋の降伏が早く、梁のひび割れ状況は異なるものとなった。壁が梁幅方向に偏心しているNo.8は左側手前、右側奥の梁端のコンクリートの圧壊が急激に進み梁主筋降伏前に計算発散により解析が終了し、壁取り付け位置の梁のひび割れが壁が偏心している側とその反対側で異なり、破壊性状に壁の偏心による影響が見られ

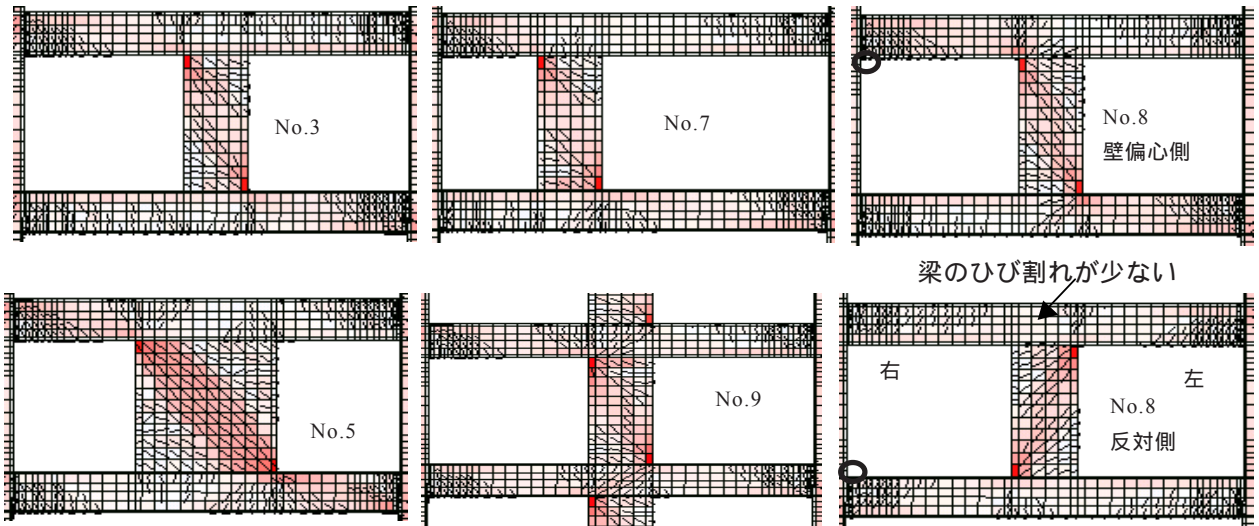


図 - 4 ひび割れ状況図 (最終破壊状況) ○ : 圧壊の進んだ位置

た。以後梁主筋降伏時の検討を行う際 No.8 は最大耐力時の解析値を用いる。

3.2 方立て壁が骨組の剛性に及ぼす影響

部材に初めてひび割れが入った時の剛性を初期剛性と定義し、各解析対象の初期剛性の No. 1 の初期剛性に対する比 (φ_w) を方立て壁が付加することによる剛性増加率として l_w との関係を図 - 5 に示す。図中の近似曲線は l_w の 3 乗に比例する形となり、方立て壁を含む骨組の初期剛性は l_w を考慮すれば良いことが分かる。

3.3 方立て壁が柱に及ぼす影響

図 - 6 に方立て壁が負担する層せん断力 (Q_w) と R の関係を、図 - 7 に Q に対する Q_w の割合と R の関係を示す。ここで Q_w は壁中央部分のコンクリート要素のせん断応力の積分値とする。図 - 6 より l_w が大きいほど Q_w が大きく層せん断力のほとんどを負担していることが分かる。梁主筋降伏後も Q_w が安定しており、急激な低下は見られない。 Q_w の低下は見られないが、図 - 7 より Q に対する割合が低下していることが分かる。その低下の割合は壁が単層で取り付け l_w の短いものほど急である。壁が連層状に取り付いた No.9 の Q_w/Q の初期の値は同じ l_w の他の試験体の約半分となるが梁主筋降伏時まで Q_w/Q の割合の低下は緩やかである。

3.4 方立て壁が梁に及ぼす影響

梁に作用するせん断力 (Q_m) を図 - 8 より上部左側の梁と下部右側の梁のスパン中央部分のコ

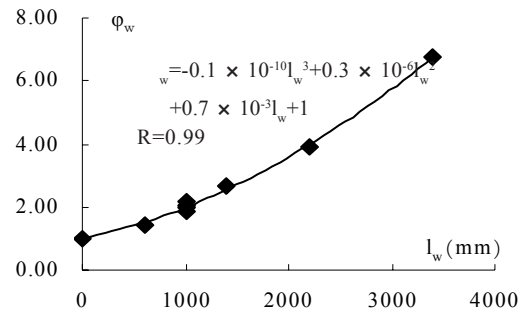


図 - 5 $\varphi_w - l_w$ 関係

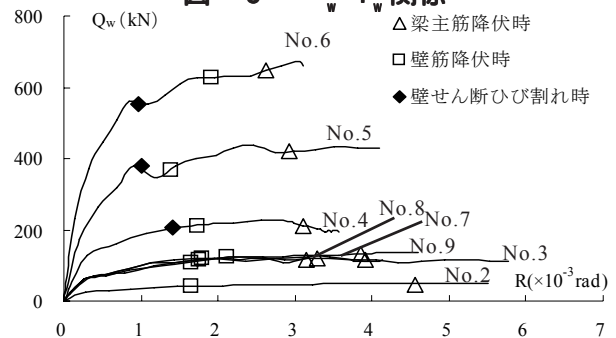


図 - 6 $Q_w - R$ 関係

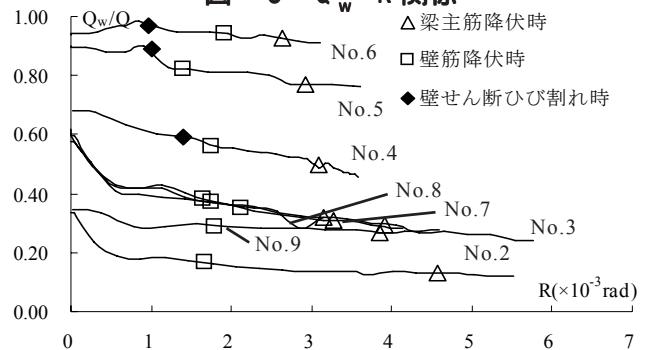


図 - 7 $Q_w/Q - R$ 関係

ンクリート要素のせん断応力を積分した値の平均値より求めた。例外として壁の

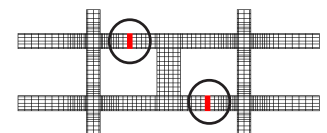


図 - 8 要素の位置 (梁)

中心が梁の中央にないNo.7は梁のスペンが短くなる上部左側の梁について、壁が連層状に配されるNo.9は壁が上部の壁により軸方向に拘束されている下部右側の梁についての解析値を用いる。図-9に梁に ${}_wQ_m$ とRの関係の解析値と表-4に示す(1),(2),(3)^{1),3)}式による梁主筋降伏時の ${}_wQ_m$ とRの計算値を示す。図-8より方立て壁を含む骨組の ${}_wQ_m$ は l_w が長くなるにつれて大きくなること、梁主筋降伏後も安定した値となっていること、方立て壁の無いNo.1と比べ大きな値となることが分かる。壁の中心が梁の中央に無いNo.7は l_w の等しい他の解析対象に比べて ${}_wQ_m$ が大きくなる。壁が連層状に配されるNo.9の ${}_wQ_m$ は l_w の等しい他の解析対象とほぼ等しい値となる。 ${}_wQ_m$ は(1)式,(2)式による値と解析値の比が0.12~0.77となり、梁主筋降伏時のRは(3)式と解析値の比が1.77~5.82となり大きく異なる。この原因としては、既往の評価式を導く際に梁が剛であるとの仮定及び、梁曲げ降伏時に方立て壁の圧縮合力が最大になるとの仮定が用いられているが、今回の解析対象のように梁の剛性がさほど高くないもの場合には解析結果が仮定と異なるものになるためであることが考えられる。方立て壁が存在することにより梁に付加されるせん断力(ここでは方立て壁による梁への付加せん断力(${}_wQ_a$)とする)の梁主筋降伏時の値を(8)式により求め、 l_w との関係を図-10に示す。

$$Q_a = {}_wQ_m - Q_f \quad (8)$$

ここに、 Q_f はNo.1の ${}_wQ_m$

図-10より壁の中心が梁の中央に無いNo.7は l_w の等しい他の解析対象に比べて ${}_wQ_a$ が大きいことが分かる。他の解析対象の ${}_wQ_a$ と l_w の関係は壁の取り付け方による相違は見られず、No.4($l_w=1400\text{mm}$)を境に2本の2次曲線上にのる。図-11にNo.3を例に梁主筋降伏時のモーメント図を示す。これは各部材の材端モーメントを要素の材軸方向の応力と応力中心位置からの距離の積の積分により求め、部材中央まで延長したものである。図-11より壁に作用するモーメン

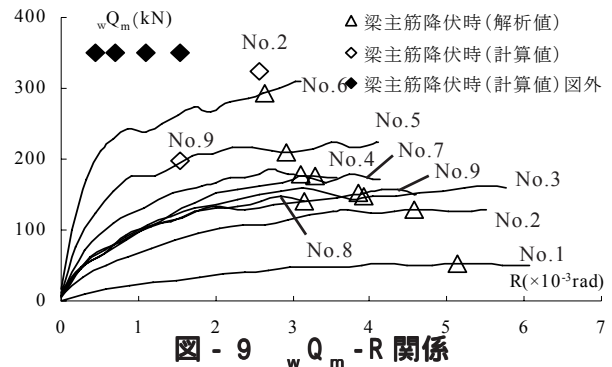


表-4 梁に作用するせん断力の評価式

<連層の場合>

$${}_wQ_m = (M_{ul} + M_{ur} + M_{cm}) / l_0 \quad (1)$$

<単層の場合>

$${}_wQ_m = (M_{ul} + M_{ur}) / l_0 + {}_wQ_b \quad (2)$$

$${}_wR = \sin^{-1} (h_0 / (l_w^2 + h_0^2 \cdot (1 - 0.2 j)^2)) - \tan^{-1} (h_0(1 - 0.2 j) / l_w) \quad (3)$$

$$M_{cm} = J_w \cdot C \quad (4)$$

$$Q_b = C \cdot (l_0 - l_a + 0.35l_w) / l_0 \quad (5)$$

$$C = 0.4F_c \cdot l_w \cdot t \quad (6)$$

$$J_w = 0.7l_w \quad (7)$$

ここに、 M_{ul} 、 M_{ur} : 梁の左右端の曲げ終局強度、 l_0 : 梁の左右端の曲げ終局強度、 ${}_wR$: 方立て壁の圧縮合力が最大となる時の層間変形角、 M_{cm} : 梁の上下にある方立て壁によって生じる偶力モーメント、 l_0 : 梁の内法スパン、 ${}_wQ_b$: 方立て壁に生じる斜め圧縮力を梁に作用する集中荷重とみなした時の梁のせん断力、 j : 圧縮縁に想定するコンクリートの歪、 J_w : 圧縮合力作用位置、 C : 方立て壁の圧縮合力の鉛直方向成分の最大値、 l_a : 方立て壁の中心から左右の梁端までのうちの小さい方の距離、 F_c : コンクリート強度。

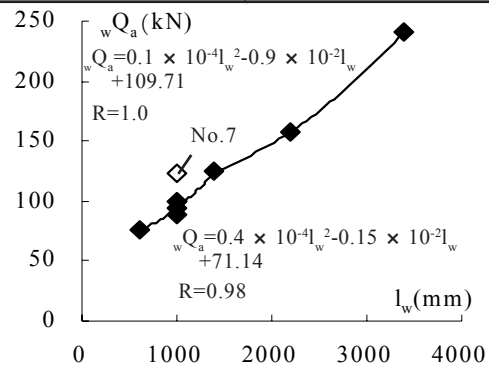


図-10 ${}_wQ_a - l_w$ 関係

トのほとんどは上部の梁では壁の左側の梁に、下部の梁では壁の右側の梁に伝わり梁に作用するせん断力を上昇させることが分かる。このこ

とから方立て壁が梁に及ぼす影響は壁に作用するモーメントを考慮すればよいと思われる。図 - 12 に梁主筋降伏時の梁端に作用するモーメントの(9)式⁴⁾による計算値($M_{y,cal}$)と解析値(M_y)の比と l_w の関係を示す。 l_w の小さい解析対象については計算値と解析値の比は0.97 ~ 1.12 となり比較的良い対応を示すが、 l_w が長いNo.5, No.6では1.26, 1.24 となり解析値が計算値よりも大きな値となる。これは壁が単層で取り付く場合 Q_w が梁を伝わるため梁に軸方向の力が作用し梁の曲げ耐力が上昇したためと考えられ、 l_w が長い場合は梁の曲げ耐力の上昇に注意が必要である。そこでNo.5, No.6 について(10)式により方立て壁のアーチの水平成分の平均を梁の軸方向の応力として考慮した計算値と解析値を比較すると、壁が最も長い場合には計算値が大きくなり過ぎる。

$$M_{y,cal} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (9)$$

$$M_{y,cal} = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot d + 0.5N \cdot D(1-N/bDF_c) \quad (10)$$

ここに、 a_t : 引張鉄筋断面積、 σ_y : 引張鉄筋の材料強度、 d : 梁有効せい、 N : 方立て壁のアーチの水平成分の平均、 D : 梁せい、 b : 梁幅。

これは梁のスパンが短くなると、梁に作用する軸方向の力が均一で無くなるのが原因の一つであると考えられる。

4. 方立て壁内部の応力の評価

ここでは図 - 13 に示す壁の上部と下部要素の平均の値を用いる。方立て壁に作用するモーメントの全体を100%として、モーメントを構成する各成分の割合を

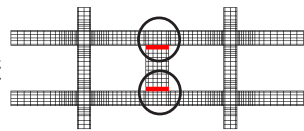


図 - 13 要素の位置 (壁)

については上部と下部の壁のモーメントが中央部分の壁とほぼ等しい値となるため、壁が連層で取り付いた場合、単層と同様の評価方法を用いることが可能であると考えられる。図 - 14 より壁によるモーメントの大部分はコンクリートの圧縮力によるものであることが分かる。よって壁に作用するモーメントは壁部コンクリートの圧縮力を考慮すればよい

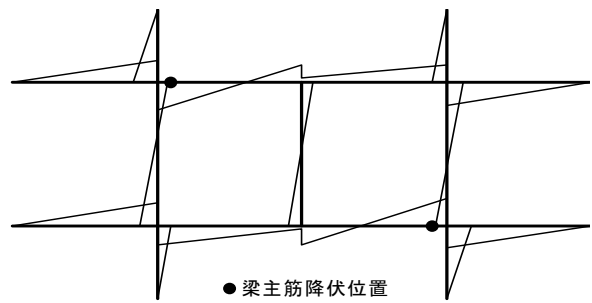


図 - 11 梁主筋降伏時のモーメント図 (No.3)

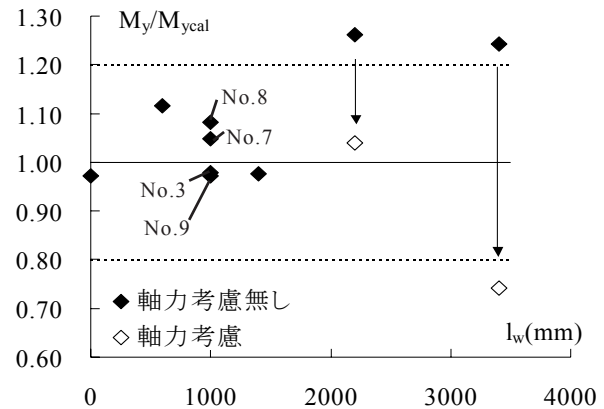


図 - 12 梁の曲げ耐力

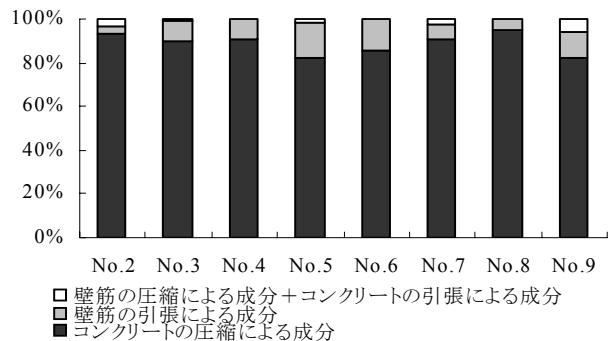


図 - 14 方立て壁に作用するモーメントの構成成分

と思われる。そこで壁部コンクリートの圧縮力に着目して方立て壁内部の応力についての検討を行う。図 - 15 に壁部コンクリートの圧縮域の長さについて既往の評価式³⁾による値($X_{n,cal}$)と解析値(X_n)の関係と、 X_n と l_w との関係を示す。 X_n は壁端部のコンクリート要素のうち応力が圧縮となっているものの長さを合計することにより求めた。 $X_{n,cal}$ と X_n の比は0.34 ~ 0.82 となり、解析値の方が圧縮域が狭くなること、圧縮域の長さは壁の長さに比例することが分かる。図 - 16 に壁部コンクリートの圧縮力の重心位置の壁の中央からの距離について、既往の評価式⁵⁾による値($g_{w,cal}$)と解析値(g_w)の関係と g_w と l_w との関

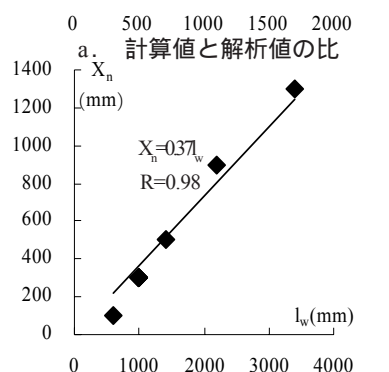
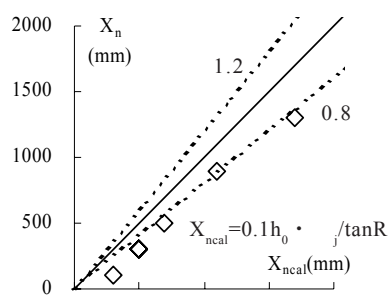


図 - 15 圧縮域の長さ

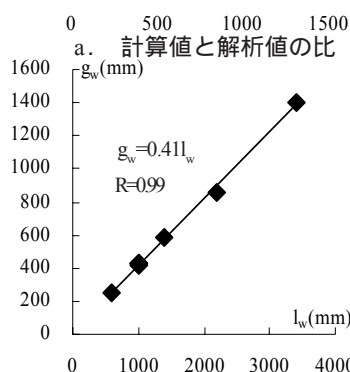
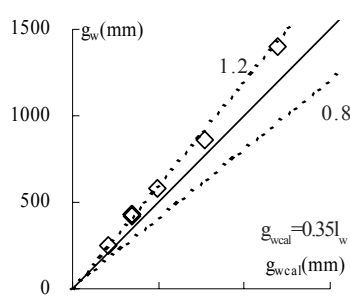


図 - 16 圧縮力の重心位置

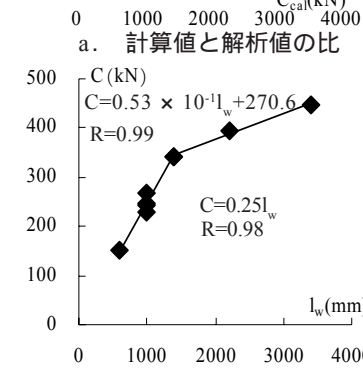
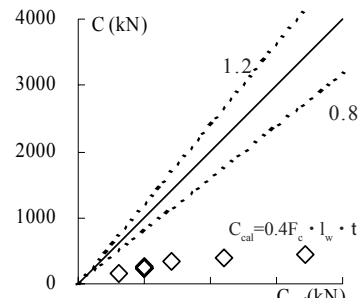


図 - 17 圧縮力

係を示す。 g_w はコンクリート要素の壁の中央からの距離を要素が受ける応力により重み付けすることにより求めた。なお既往の評価式は壁中央からの距離を求める式に変更をしている。 $g_{w,cal}$ と g_w の比は 1.12 ~ 1.22 となり解析値の方が圧縮力の重心位置が外側にあり、圧縮力の重心位置は壁の長さに比例することが分かる。図 - 17 に壁部コンクリートの圧縮力について既往の評価式³⁾による値 (C_{cal}) と解析値 (C) の関係と、 C と l_w との関係を示す。 C_{cal} と C の比は 0.13 ~ 0.27 となり、既往の評価式では壁部コンクリートの圧縮力を過大評価していること、 C と l_w との関係は 2 つの傾向に分かれることが分かる。 l_w の長い 3 つの解析対象は壁中央部にせん断ひび割れが見られ、 l_w の短い他の解析対象は壁部に曲げひび割れが見られたため、壁部コンクリートの圧縮力は壁の破壊性状の影響を受けると考えられる。なお X_n 、 g_w 、 C は壁の取り付け方による相違が見られなかった。

5. まとめ

鉄筋コンクリート造骨組の耐震性能に及ぼす方立て壁の影響について以下の結論を得た。

1) 方立て壁が長くなるにつれて骨組の耐力、剛

性、初期剛性が上昇し、方立て壁の負担するせん断力の割合が高くなる。2) 壁の取り付け方が異なると層せん断力 - 層間変形角関係に大きな違いは見られないが破壊性状に相違が見られる。3) 壁が単層で取り付く場合、壁の長さが長くなると梁の曲げ耐力が上昇するため注意が必要である。5) 現在用いられている評価方法は、方立て壁の影響を過大評価する。5) 梁に作用する付加せん断力は壁の取り付け方によらず、壁に作用するモーメントを用いて評価を行う事が可能であると考えられる。6) 方立て壁のコンクリートの圧縮域、圧縮力の重心位置は壁の長さに比例するが圧縮力は壁の破壊性状による影響を受ける。7) 壁が連層で取り付く場合、単層と同様の評価方法を用いることができる。

本研究は文部科学省科学研究費補助金の援助を受けました。また、本研究は東京工業大学建築物理研究センター共同利用研究の一環として行われました。

参考文献 1) 日本建築センター：建築物の構造関係技術基準解説書, p.541, 2001 2) 大久保全陸：梁降伏型 RC 造骨組に組み込まれた方立て壁型二次壁の強度変形状、コンクリート工学年次論文集 No.3, p.1111, 2001 3) 大久保全陸：構造目地を有する鉄筋コンクリート方立て壁の耐震性状 (その 2：実験結果解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集 p.235, 1978.10 4) 日本建築センター：建築物の構造規定, p.296, 1994 5) 大久保全陸：RC ラーメン中の方立て壁が骨組の力学的特性に及ぼす影響について (その 1：構造目地を有する方立て壁の実験, 日本建築学会中国・四国支部研究報告 pp.245, 1987