

旧規準で設計されたRC耐震壁のCFT補強に関する研究

佐藤 孝典
(技術研究所)
神野 靖夫
(技術研究所)
橋元 正美
(設計本部)

§1. はじめに

兵庫県南部地震による建物の被災状況を建築時期と被災度で分析した表-1によると、倒壊又は崩壊に至った建物の比率は昭和46年以前、昭和47～56年、昭和57年以降の順に50%、40%、13%と発表されている。明らかに、より安全な設計規準への改定の結果が表われている。

鉄筋コンクリート構造の壁について、表-2に示すように、昭和46年以前では水平震度 $K=0.2$ の外力に対してコンクリートのみで抵抗させる許容応力度設計法が採用されていた。その後、昭和47～56年ではコンクリートの短期許容応力度の低減と鉄筋量の増加が見直された。昭和57年以降では強度と靱性を考慮した新耐震設計法が導入された。

推定 建築年	被災度ランク (RC構造)					総計
	倒壊 又は 崩壊	大破	中破	小破 以下	不明	
昭和46 年以前	121 (50%)	76 (31%)	16 (7%)	22 (9%)	8 (3%)	243
昭和47 ～56年	55 (40%)	43 (31%)	20 (14%)	19 (14%)	1 (1%)	138
昭和57 年以降	5 (13%)	7 (18%)	16 (41%)	10 (25%)	1 (3%)	39
不明	33	27	8	20	8	96
総計	214 (41%)	153 (30%)	60 (12%)	71 (14%)	18 (3%)	516

表-1 兵庫県南部地震における被災度調査結果¹⁾

建築基準法施行令	鉄筋コンクリート構造計算規準	備考
昭和25年11月 施行令制定 第79条 鉄筋のかぶり厚さは3cm以上 第88条 水平震度0.2 第91条 コンクリートの許容せん断応力度 短期=2.0×長期 (Fc/30)	昭和22年11月 学会規準制定 第6条 コンクリートの許容せん断応力度 短期=2.0×長期 (Fc/30) 第23条 耐震壁 ・壁厚は12cm以上 ・φ9以上の鉄筋間隔を縦横に30cm以下	昭和39年6月 新潟地震 昭和43年5月 十勝沖地震
昭和46年5月 施行令を一部改正 壁については、特に変更追加なし	昭和46年5月 規準改定 第6条 コンクリートの許容せん断応力度 短期=1.5×長期 (Fc/30) 第18条 耐震壁 (鉄筋の効果が追加) ・壁筋が負担できるせん断力 $Q_u = P_s \cdot I \cdot L \cdot f_t$ ・せん断補強筋比は縦横0.25%以上	昭和52年3月 新耐震設計法 (案)を発表 昭和52年4月 既存鉄筋コン クリート造建築物 の耐震診断基準 昭和53年6月 宮城県沖地震
昭和56年6月 施行令を大幅に改正 (新耐震設計法) 第78条の2 耐力壁 (新設) ・壁厚は12cm以上 ・φ9以上の鉄筋間隔を縦横30cm以下 第88条 一次設計用の水平震度0.2 二次設計用の水平震度1.0	昭和57年6月 建築基準法施行令に伴う改定 壁については、特に変更追加なし	

表-2 鉄筋コンクリート壁のせん断設計の変遷

このような被災状況や設計法の変遷からも明らかのように、地震入力に対して強度抵抗型の設計方針は安全性に欠けることが分かる。なぜならば、地震入力は設計で想定した範囲内に納まるという保証がないからである。したがって、旧規準で設計されたRC構造物は、耐震診断した上で、事前に補強等の対策を講じ、靱性を付与する必要がある。

そこで、とりわけ地震力の分担率の高い耐震壁について当社独自の補強方法を提案し、その方法で補強した耐震壁の実験結果について述べる。

§ 2. 既存の補強方法

RC耐震壁について既存の補強方法を紹介する。主なものとして、図-1に示すような4種類の方法がある²⁾。いずれの方法も壁本体の強度は増大するが、他の部材とのバランスを考慮する必要がある。

a. 耐震パネルの設置

鋼板パネルやPCパネルを既存の壁に重ねて貫通ボルトとグラウトで一体化させたり、既存の開口にPCパネルを積み上げて耐震壁を形成する。比較的簡単な施工となるが、大地震時には柱梁接合部を貫通するひび割れを生じる最悪の破壊モードとなる可能性がある。

b. 鉄骨ブレースの設置

枠組み付きの鉄骨ブレースを設置するもので、既存の架構とエポキシ樹脂アンカーで一体化させる。アンカー部で破損したり、「a.」と同様に柱梁接合部

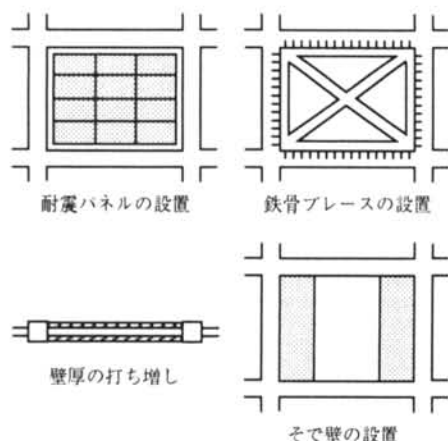


図-1 既存の補強方法

を貫通する破壊モードとなる可能性がある。

c. 壁厚の打ち増し

単純に壁厚を打ち増しするだけで、簡単な施工となるが、剛性が極端に高くなり地震力が集中し、逆に破壊し易くなる可能性がある。

d. そで壁の設置

既存の開口部にそで壁を設置するもので、簡単な施工となる。梁のせん断スパンが短くなり、せん断破壊が先行する可能性がある。

§ 3. 基本的な考え方と補強方法の提案

構造物を補強しようとする場合、既存の梁、柱、壁、床等における剛性、耐力、靱性の相互バランスが重要である。少なくとも、補強したことによって他の部材が先に破壊し、好ましくない崩壊順序にならないようにする必要がある。そこで、以下のような方針で補強する。

- ①剛性を上げる補剛(K)、耐力を上げる補耐(Qu)、靱性を増す補靱(μ)のうちで、補靱のみを行う(図-2参照)。
- ②架構と壁の最大耐力時の変形を同調させて、協働効果を発揮させる(図-3参照)。

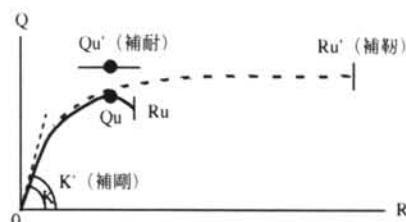


図-2 補強の種類

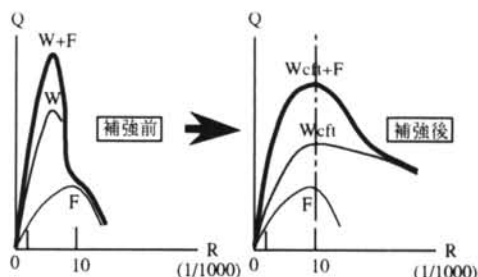


図-3 架構と壁の変形の同調

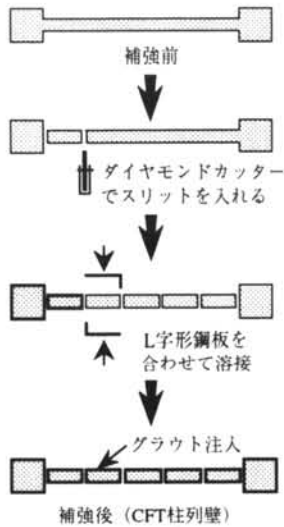


図-4 提案補強方法の施工手順

そのための手段として、図-4に示すように、耐震壁にスリットを入れて分割し、L字形鋼板を合わせた偏平角形鋼管で巻き、すき間をグラウト充填し、CFT柱列壁とする。偏平角形鋼管の機能は、せん断補強でもあり、圧縮側コンクリートの拘束でもある。スリットによる分割数は、破壊モードと初期剛性を決める重要なパラメータである。

§ 4. 実験概要

図-5に試験体一覧を示す。パラメータは、分割の数 (n)、分割壁のシアスパン比 (M/Qd)、鋼板の板厚 (t_s) である。試験体はすべて約1/2縮小モデルである。無補強の基本試験体W000は、昭和30年代~40年代の構造物で用いられたものを模擬している。それにスリットを入れて5分割にしたものが試験体W075、それを厚い鋼板 ($t_s=3.2\text{mm}$) で巻いたものが試験体WS75B、薄い鋼板 ($t_s=1.6\text{mm}$) で巻いたものが試験体WS75A、さらにシアスパン比を変えないで3分割にしたものが試験体WS75C、シアスパン比を変えて3分割にしてものが試験体WS45Aである。

図-6に試験体の配筋詳細を示す。昭和30年代~40年代の壁厚は $t_c=300\text{mm}$ 、縦筋および横筋は $\phi 9\text{-}@300$ ダブルというのが多かった。設計上、コンクリートだけがせん断抵抗することになっており、鉄筋は計算外である。現在のものと比較して、壁厚が厚い割には鉄筋量が極めて少ないというのが特徴で

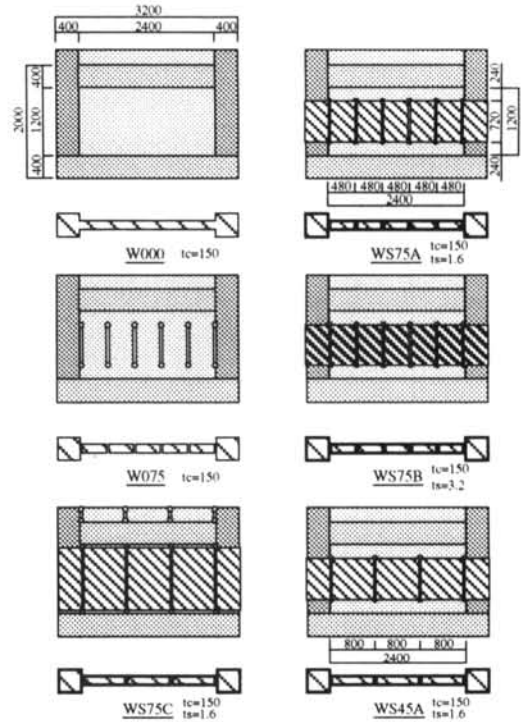


図-5 試験体一覧

ある。

表-3に使用材料の一覧を示す。コンクリート強度は $F_c=252\text{kg/cm}^2$ 、鉄筋はSR235の丸鋼、鋼板はSS400を使用している。細径鉄筋なので降伏強度がかなり高めな材料となっている。

図-7に加力方法を示す。柱に一定の軸力として軸力比 $N/N_0=0.15$ を保持したまま正負交番繰り返し水平力を載荷した。その際、連層耐震壁を想定しているので、壁にも軸力が分散されるように剛な鉄骨梁を介して軸力を作用させた。この分散を考慮すると、横断面全体の軸力比は $N/N_0=0.07$ となる。ちなみに、柱一本当り $57.6t$ である。

§ 5. 実験結果

5.1 荷重変形関係

図-8~図-12に各試験体の水平力-部材角関係を示す。基本試験体W000 (図-8) では、水平力 $Q=94.3\text{ton}$ 、部材角 $R=0.3 \cdot 10^{-3}\text{rad}$ で斜めせん断ひび割れが発生し、水平力 $Q=195.9\text{ton}$ 、部材角 $R=4.0 \cdot 10^{-3}\text{rad}$ で最大耐力に達し、せん断破壊とともに急激に耐力低下した。

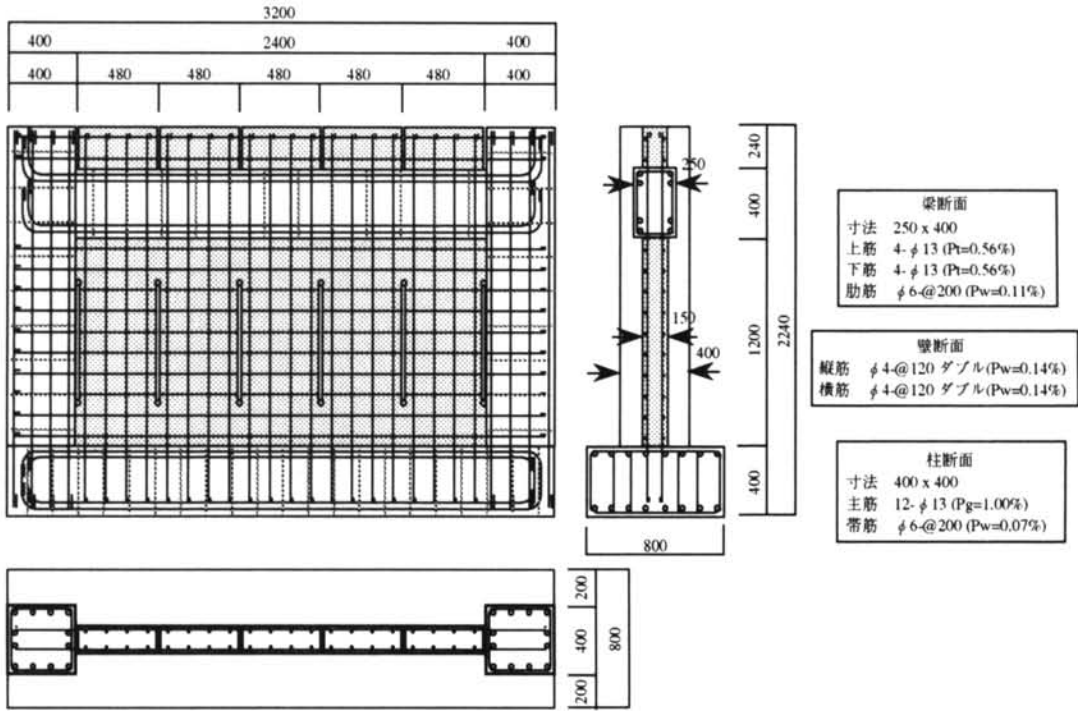


図-6 試験体配筋図 (W075の場合)

材料	部位、径	圧縮強度 (kg/cm ²)	降伏強度* (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	破断伸び (%)	ヤング係数 (10 ⁵ kg/cm ²)	ポアソン比
コンクリート	試験部	252	—	—	—	2.31	0.20
	グラウト部	615	—	—	—	3.54	0.22
鉄筋	φ4	—	5306	5591	3.7	20.80	—
	φ6	—	4600	5640	8.9	21.30	—
	φ13	—	3553	4825	26.5	21.30	—
鋼板	PL-1.6	—	2800	3749	43.0	21.00	0.31
	PL-3.2	—	3179	3735	41.7	21.30	0.33

表-3 材料試験結果一覧

* 降伏強度は0.2%オフセット法による。

スリットで5分割しただけの試験体W075(図-9)でも、水平力 $Q=88.1\text{ton}$ 、部材角 $R=1.7 \times 10^{-3}\text{rad}$ でスリット端部から水平に曲げひび割れが発生し、水平力 $Q=116.1\text{ton}$ 、部材角 $R=6.8 \times 10^{-3}\text{rad}$ で最大耐力に達するが、その後も急激な耐力低下することなく部材角 $R=43.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで補強され、曲げひび割れが連続して水平方向にすべって破壊に至った。

さらに薄い鋼板で拘束した試験体WS75A(図-10)では、W075と良く似た性状を示すが、最大耐力以降の耐力低下が少ない。鋼板の板厚を厚くしたWS75Bであっても、最大耐力以降の耐力低下がわず

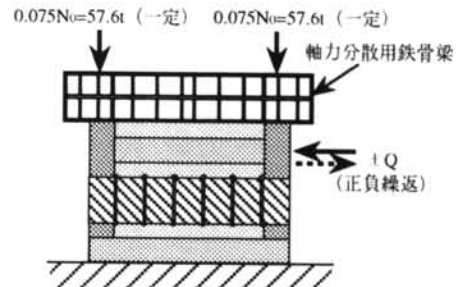


図-7 加力方法 (WS75Aの場合)

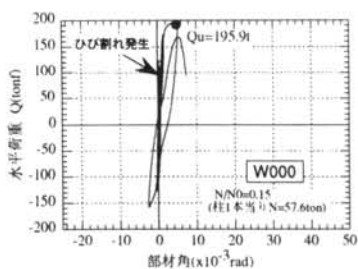


図-8 水平力-部材角関係 (W000)

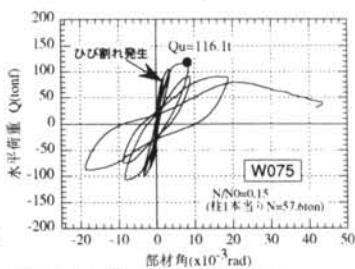


図-9 水平力-部材角関係 (W075)

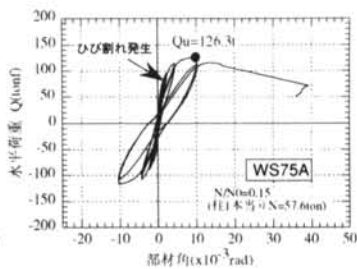


図-10 水平力-部材角関係 (WS75A)

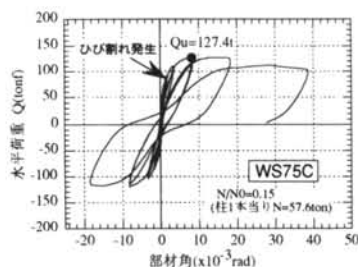


図-11 水平力-部材角関係 (WS75C)

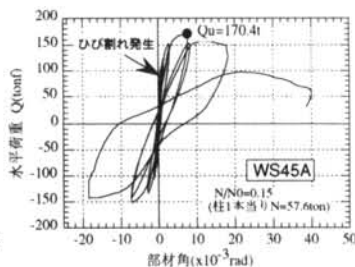


図-12 水平力-部材角関係 (WS45A)

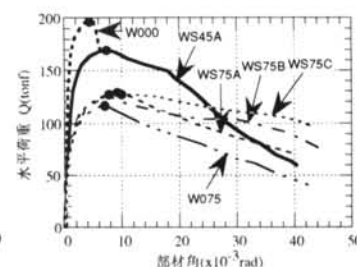


図-13 各試験体の包絡線の比較

かに少なくなる程度である。

シアスパン比は変えないで3分割にただけの試験体WS75C (図-11)でも、最大耐力以降の耐力低下がわずかに少なくなる程度である。

シアスパン比を小さくして3分割にした試験体WS45A (図-12)では、水平力 $Q=93.2\text{ton}$ 、部材角 $R=0.7 \times 10^{-3}\text{rad}$ でスリット端部から水平に曲げひび割れが発生し、水平力 $Q=170.4\text{ton}$ 、部材角 $R=7.3 \times 10^{-3}\text{rad}$ で最大耐力に達し、その後も急激な耐力低下することもなく部材角 $R=40.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで補強され、曲げひび割れが連続して水平方向にすべて破壊に至った。

図-13に各試験体の第一象限部分の包絡線を示す。「耐力×変形」で評価したとすれば、WS45Aが最も優れた補強になっており、耐力はわずか13%しか低下せず、靱性が大幅に改善される。

5.2 初期剛性の比較

図-14に各試験体の初期剛性が分かるように、第一象限部分の拡大を示す。基本試験体W000、シアスパン比が0.45の試験体WS45A、シアスパン比が0.75の試験体WS75A、WS75B、WS75Cの順に初期剛性が低下する。そして、シアスパン比が0.75の試験体群が早期に剛性低下するのは、目視出来なかった脚部の曲げひび割れによるものであろう。

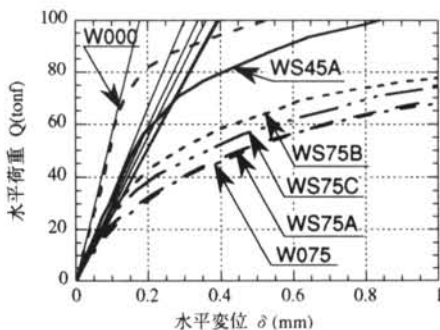


図-14 初期剛性の比較

5.3 鋼板の応力状況

図-15および図-16に、シアスパン比が0.75の試験体WS75Aおよびシアスパン比が0.45の試験体WS45Aの最大耐力時の鋼板の主応力図を示す。

試験体WS75Aは、図-10の荷重変形関係で述べたように曲げ破壊モードなので、壁中央に生じるせん断応力はほとんど発生していない。ただし、各鋼板の左下端がコンクリートに当たって斜め圧縮応力が発生している。

試験体WS45Aは、左端壁に斜めせん断ひび割れを生じたので(実験終了後に観察)、鋼板に大きな斜め引張応力が発生している。しかしながら、他の壁にはせん断ひび割れが生じず、最終的には全体として曲げ破壊モードとなっている。

§ 6. 設計式の提案

6.1 初期剛性の算定

実施設計で地震力の分担割合は、それぞれの初期剛性に依存する。スリット入り壁の初期剛性の算定方法を提案し、実験値と比較する。

脚部固定のスリット入り壁の頂部に水平力が作用する場合の初期剛性は、図-17に示すように、全体曲げ剛性 (K_{wb})、壁と柱の曲げ剛性 ($K_{wm}+K_{cb}$)、全体せん断剛性 (K_s) に分けられる。そして、それらを式(1)に示すように、直列バネとして加算すれば初期剛性が求まる。

$$K_{cal} = \frac{1}{\frac{1}{K_{wb}} + \frac{1}{(K_{wm} + K_{cb})} + \frac{1}{K_s}} \quad \text{----- (1)}$$

図-17において、 E_c : コンクリートのヤング係数
 ν_c : コンクリートのポアソン比
 κ : せん断形状係数 (=1.0)
 I : 断面二次モーメント
 L : 壁の内法スパン
 h : スリットの長さ
 A : 壁の平断面積

表-4に、初期剛性の計算値と実験値を示す。W000以外は、かなり良い精度で合っている。また、この程度の分割数であれば、計算値の内訳のなかで全体せん断剛性 (K_s) が最も大きく影響し、分割したことによってそれほど剛性低下しないことが分かる。

6.2 最大耐力の算定

「5.1 荷重変形関係」で述べたように、W000以外は分割した壁の脚部で曲げ破壊し、最終的にはその曲げひび割れが連続して、水平にすべり破壊した。

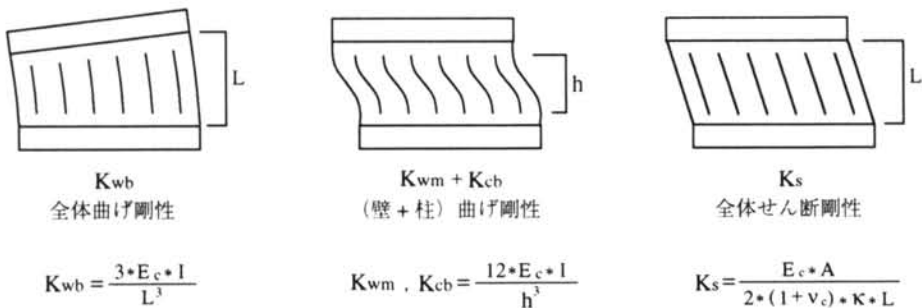


図-17 初期剛性の内訳

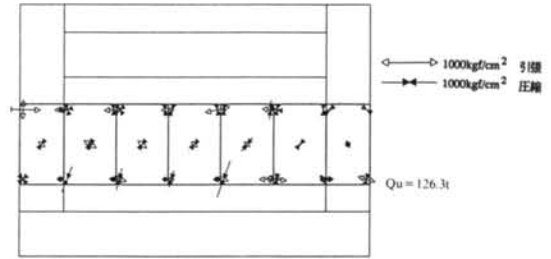


図-15 鋼板の主応力図 (WS75A)

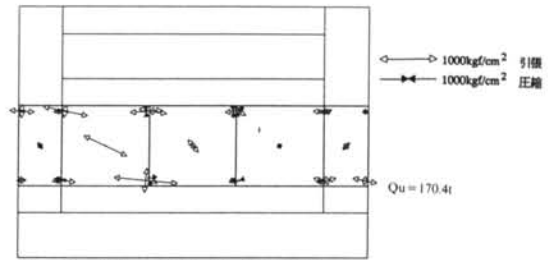


図-16 鋼板の主応力図 (WS45A)

ここでは、5分割壁 (W075, WS75A, WS75B) の場合について、最大耐力を算定してみる。

曲げ耐力を求める際には、図-18に示すように、水平力 (Q) の転倒圧縮引張による軸力と載荷した軸力 (N) の合計を考慮する必要がある。

軸力の釣り合いより、

$$Q \cdot H = 2 \cdot (\sigma_{1s} \cdot A_w \cdot L_1 + \sigma_{2s} \cdot A_w \cdot L_2 + \sigma_{3s} \cdot A_c \cdot L_3) \quad \text{----- (2)}$$

$$N = \sigma_{0s} \cdot (2 \cdot A_c + 5 \cdot A_w) \quad \text{----- (3)}$$

名称	厚さtw (cm)	高さh (cm)	長さLw (cm)	枚数 N	全体曲げ剛性 Kwb(t/mm)	壁曲げ剛性 Kwm(t/mm)	柱曲げ剛性 Kcb(t/mm)	全体せん断剛性 Ks(t/mm)	計算剛性 Kcal(t/mm)	実験剛性 Kexp(t/mm)
W000	21.25	120	320	1	2327	—	—	364	314	571
W075	15	72	48	5	2327	513	317	364	228	253
WS75A	15	72	48	5	2327	513	317	364	228	256
WS75B	15	72	48	5	2327	513	317	364	228	294
WS75C	15	120	80	3	2327	308	68	364	171	278
WS45A	15	72	80	3	2327	1426	317	364	266	333
柱72	40	72	40	2	—	317	—	—	—	—
柱120	40	120	40	2	—	68	—	—	—	—

表-4 初期剛性

*1: 柱と壁の等価厚さ

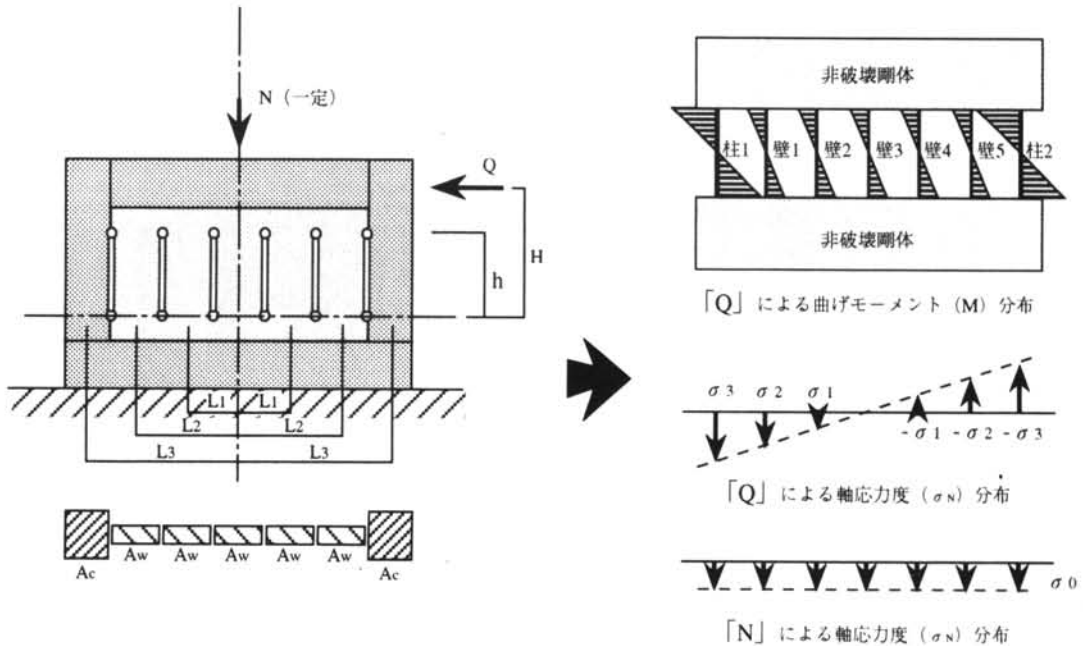


図-18 設計耐力式の力学モデル

ここに、 σ_i : Qによる各壁の応力度 (図-18参照)
 σ_0 : Nによる各壁の応力度 (図-18参照)
 A_w : 各壁の平断面積 (図-18参照)
 A_c : 柱の平断面積 (図-18参照)
 L_i : 各壁の偏心距離 (図-18参照)
 H : 分割壁脚部から加力点までの距離 (図-18参照)

平面保持の仮定より、

$$\frac{\sigma_1}{L_1} = \frac{\sigma_2}{L_2} = \frac{\sigma_3}{L_3} \quad \text{----- (4)}$$

また、水平変形の適合条件より、

$$Q_i = \frac{K_{ical}}{\sum K_{ical}} * Q \quad \text{----- (5)}$$

そこで、 $M_i = \frac{h}{2} Q_i$, $N_i = \sigma_0 * A_i \pm \sigma_i * A_i$ の関係をを用いると、各分割壁の脚部の軸力 (N_i) と曲げモーメン

ト (M_i) は破壊に至るまで次式の関係を保って変化する。

$$N_i = \sigma_0 * A_i \pm \frac{H * L_i * A_i * \sum K_{ical}}{h * (A_w * L_i^2 + A_w * L_2^2 + A_c * L_3^2) * K_{ical}} * M_i \quad \text{----- (6)}$$

一方、曲げ耐力は、軸力との関係が理解しやすいSRC規準の終局耐力 (一般化累加強度) を採用する³⁾。図-19と図-20に5分割壁と柱のN-M関係を示す。とくに、5分割壁の場合、鉄筋量が少ないことが耐力にも表われている。

次に、せん断耐力は、RC造の終局強度型耐震設計指針 (案)・同解説によるものを採用する⁴⁾。その耐

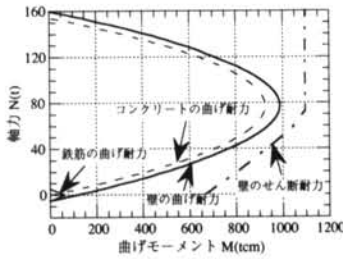


図-19 5分割壁のN-M関係

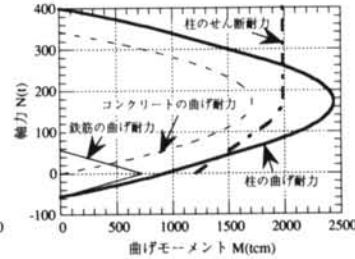


図-20 柱のN-M関係

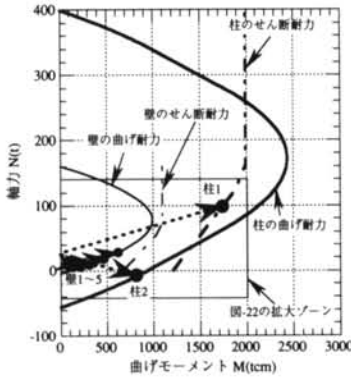


図-21 壁および柱への作用応力

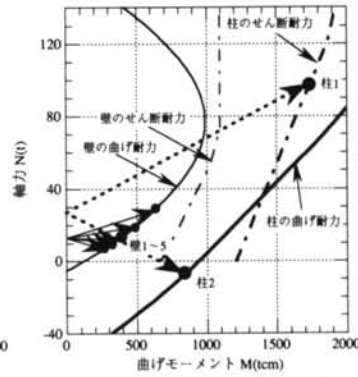


図-22 壁および柱への作用応力 (拡大)

力曲線を図-19と図-20の図中に重ねて示す。

$$Q_u = t_w * P_{wt} * P_s * \sigma_{sy} * \cot \phi + \tan \theta * (1 - \beta) * t_w * P_{wi} * \nu * \sigma_g / 2 \quad \text{--- (7)}$$

- ここに、 t_w : 壁の厚さ
 l_{wh} : トラス機構およびアーチ機構の等価壁長さ
 P_s : 鋼管の等価せん断補強筋比
 σ_{sy} : 鋼管の降伏強度
 ϕ : トラス機構の圧縮束の角度 (45°)
 θ : アーチ機構の圧縮束の角度
 β : アーチ機構の低減係数
 ν : コンクリート強度の低減係数
 σ_g : コンクリート強度

図-21に、5分割壁と柱の曲げ耐力曲線およびせん断耐力曲線を示す。そして、水平力(Q)の増加にともなう5枚の壁(壁1~5)と左右の柱(柱1, 柱2)の脚部の応力(M,N)の推移をプロットする。図-22は、図-21の一部を拡大したものである。柱1だけはせん断耐力に先行到達するが、他の柱2, 壁1

~5はすべて曲げ耐力に先行到達する。

これらの耐力の合計 ($M = (620+480+375+300+250) + (1750+840) = 4615 \text{ t}\cdot\text{cm}$) をせん断スパン ($h/2=36 \text{ cm}$) で割ると、せん断耐力 (Q_u) は128tとなり、実験結果 ($W075=116.1\text{t}$, $WS75A=126.3\text{t}$, $WS75B=125.5\text{t}$) と良く合っている。また、3分割壁 ($WS45A$) の場合のせん断耐力 (Q_u) は161tとなり、実験結果 ($WS45A=170.4\text{t}$) と良く合っている。

§ 7. まとめ

壁にスリットを入れて分割し、偏平角形鋼管で巻いて、すき間にグラウト充填したCFT柱列壁とする補強方法を提案した(図-4参照)。そして、最適な分割数(3分割)を見出し、初期剛性および最大耐力を算定する設計式を提案した。

<参考文献>

- 1) 建設省建築研究所:平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告書, 1995.8, p20
- 2) 日本コンクリート工学協会:既存鉄筋コンクリート構造物の耐震補強ハンドブック, 技報堂, 1984.10
- 3) 日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1987.6, p143
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説, 1988.10, pp129~136