

韓国の鉄筋コンクリート造建物を対象とした耐震改修工法の開発に関する研究

— その2 静的弾塑性解析による耐震性能の把握 —

正会員 李 康碩*1) 同○崔 琥*2) 同 楠 浩一*3)
同 李 元虎*4) 同 中 埜 良昭*5)

1. はじめに

その2では、その1の検討において耐震性能(Is値)が梁間方向に比べて低くなった桁行方向(A、B棟)を対象に、静的弾塑性フレーム解析を行い、それら建物の耐震性能を検討した。

2. 解析の概要

(1) **建物のモデル化** 建物は柱、梁、壁を線材に置換し、剛域は梁の場合は柱・壁端まで、柱の場合は梁端までとした。また、各構面を両端ピンの剛な梁により連結し、建物全体をひとつの平面骨組とした。即ち、剛床仮定が成立するものとした。また、梁端の長期荷重による曲げモーメントは部材の曲げバネの復元力特性に初期値として与えることにより考慮した。なお、梁の耐力はスラブ筋考慮した値を用い、柱の耐力計算用の軸力は長期軸力とした。外力分布は逆三角形外力分布とし、1階柱脚は固定とした。

(2) **部材のモデル化** 部材は、剛域を有する線材に置換できるものとし、図1に示すように、せん断バネと曲げばねが直列結合したバネ・モデルで評価できるものとする。曲げ変形については、中央の弾性線材と、その両端の設けた剛塑性回転バネにより評価し、変形はそれらの和で表わす⁽¹⁾。

せん断変形に対しては、材中央に設けた弾塑性せん断バネにより評価する。解析では、柱・梁いずれの部材も材軸方向変形は考慮していない。

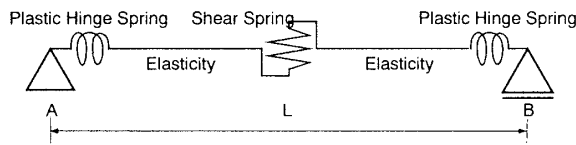
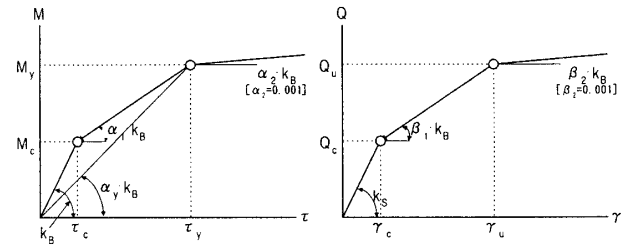


図1 部材のモデル化

(3) **部材の復元力特性** 曲げ及びせん断に対する復元力特性⁽²⁾⁽³⁾を図2のように仮定する。また、復元力特性を決定する諸量は文献(2)(3)と同様の手法で算出した。

3. 静的弾塑性フレーム解析の結果

逆三角形外力分布とした外力を漸増的に与え、フレーム



曲げバネ	せん断バネ
M_c : ひび割れモーメント ⁽²⁾⁽³⁾	Q_c : ひびせん断耐力 ⁽²⁾⁽³⁾
M_y : 降伏モーメント ⁽²⁾⁽³⁾	Q_u : 終局せん断耐力 ⁽²⁾⁽³⁾
k_B : $6EI/L$	β_1, α_y : せん断剛性低下率 ⁽²⁾⁽³⁾
α_1, α_y : 剛性低下率 ⁽²⁾⁽³⁾	β_2 : 0.001
α_2 : 0.001	γ_c : ひび割れ耐力時のせん断耐角
τ_c : ひび割れ時の材端たわみ角	γ_u : 終局耐力時のせん断耐角
τ_y : 降伏時の材端たわみ角	($\gamma_u=10\gamma_c$)

図2 曲げ及びせん断に対する復元力特性

の静的弾塑性解析を行い、対象建物(A・B棟の桁行方向)の力学的な性状を把握した。

図2(a)及び(b)に対象建物の各層せん断力(Q)-層間変位(δ)関係を示す。また、図3(a)及び(b)には、A棟 Y4-Frame 1階の部材変形角 $R_1=1/100, R_1=1/50$ での損傷状況を、図4(a)及び(b)には、B棟 Y6-Frame の1階の部材変形角 $R_1=1/100, R_1=1/50$ での損傷状況をそれぞれ示す。図3及び図4の中の記号の意味を表2に示す。

図2(a)によると、A棟の1階では層間変形角 $R_1=1/100$ ($\delta_1=3.7\text{cm}$, $Q_1=305\text{t}$, $C_1=0.13$)、2階では層間変形角 $R_2=1/100$ ($\delta_2=3.8\text{cm}$, $Q_2=279\text{t}$)、3階では層間変形角 $R_3=1/110$ ($\delta_3=3.3\text{cm}$, $Q_3=245\text{t}$)、4階では層間変形角 $R_4=1/120$ ($\delta_4=3.2\text{cm}$, $Q_4=186\text{t}$)で、部材の塑性化が進み、図3(a)及び4(b)に示すように梁端の曲げ降伏、1階の柱脚の曲げ降伏が生じ、最終的にA棟は梁降伏先行型の崩壊メカニズムに達した。一方、図2(b)によると、B棟の1階では層間変形角 $R_1=1/120$ ($\delta_1=3.9\text{cm}$, $Q_1=747\text{t}$, $C_1=0.18$)、2階では層間変形角 $R_2=1/110$ ($\delta_2=3.1\text{cm}$, $Q_2=681\text{t}$)、3階では層間変形角 $R_3=1/110$ ($\delta_3=3.1\text{cm}$, $Q_3=553\text{t}$)、4階では層間変形角 $R_4=1/120$ ($\delta_4=3.4\text{cm}$, $Q_4=352\text{t}$)で、部材の塑性化が進み、図4(a)及び(b)に示すように、前述のA棟と同様に梁端の曲げ降伏、1階の柱脚の曲げ降伏が生じ、最終的にB棟は梁降伏先行型の崩壊メカニズムに達した。

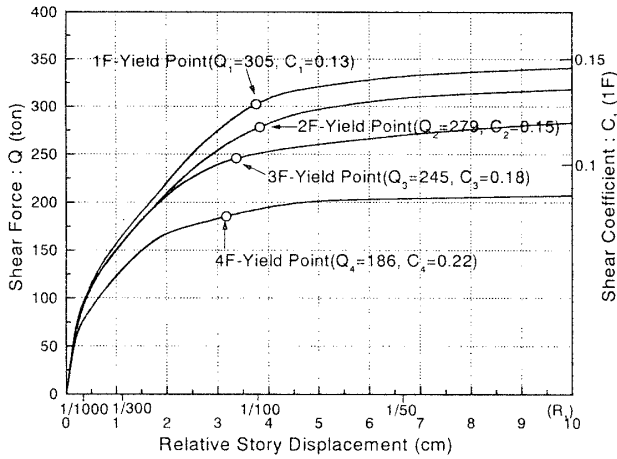


図 2(a) A 棟の各層せん断力-層間変位の関係

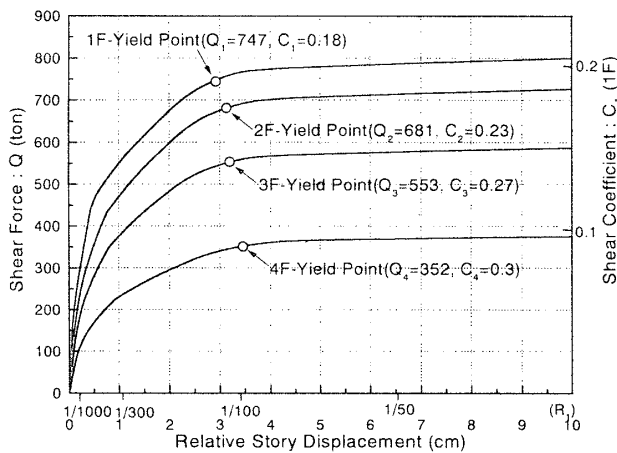


図 2(b) B 棟の各層せん断力-層間変位の関係

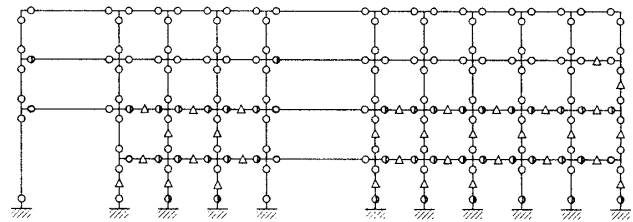


図 3(a) A 棟の部材の損傷状況 (Y4-Frame; $R_1=1/100$)

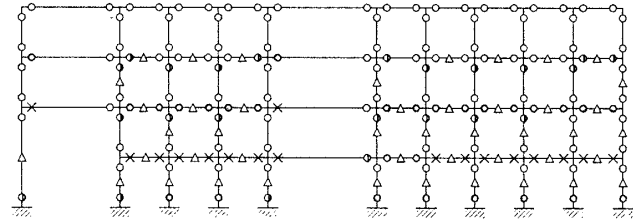


図 3(b) A 棟の部材の損傷状況 (Y4-Frame; $R_1=1/50$)

表 2 損傷状況の検討方法

印	塑性率	印	塑性率
○	$ \mu_1 < 1$	×	$4 < \mu_1 $
⊙	$1 < \mu_1 \leq 2$	△	$\gamma_c < \mu_2 \leq \gamma_u$
⊖	$2 < \mu_1 \leq 4$		$\mu_1 = \tau / \tau_y, \mu_2 = \gamma / \gamma_u$

τ : 材端たわみ角, τ_y : 降伏時の材端たわみ角, γ : せん断耐角, γ_u : 終局耐力時のせん断耐角

アーが 0.12 であることを反映して、日本の建物に比べて非常に低くなった。今後、韓国の建物に適用し得る耐震診断手法を開発する上では、耐震設計基準に代表される韓国の各種状況を反映する必要があり、多数の建物を対象としたデータの蓄積、更に地震応答解析を行う等、地震入力レベルに対する建物の応答性状をも合わせて検討する必要があると考えられる。

4. まとめ

以上、韓国の現存する2棟の鉄筋コンクリート造建物の静的弾塑性フレーム解析を行った。その結果、いずれの建物も層崩壊を示す事はなかったが、韓国の設計用ベースシ

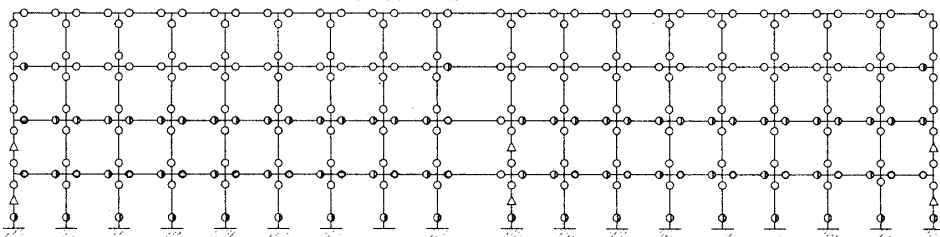


図 4(b) B 棟の部材の損傷状況 (Y6-Frame; $R_1=1/100$)

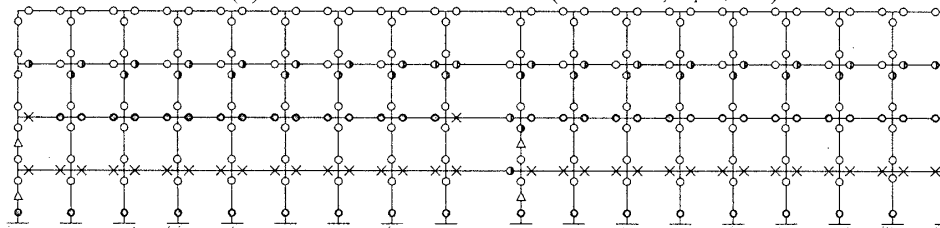


図 4(a) B 棟の部材の損傷状況 (Y6-Frame; $R_1=1/50$)

[参考文献]

- Giberson, M.F.: Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility, Proc. ASCE, Vol.95, ST2, 1969
- 深田泰夫: 鉄筋コンクリート建築物の復元力特性に関する研究、日本建築学科関東支部研、1969
- 梅村魁編者: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法、技報堂、1973
- 梅村魁編者: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編)、技報堂、1982

[謝辞] 本研究は「アジア・太平洋地域に適した地震・津波災害軽減技術の開発とその体系化に関する研究(平成 11 年度科学技術振興調整費)」の一つの研究テーマである「アジア・太平洋地域に適した被害抑止技術の開発(主査: 久保哲夫、名古屋工大教授)の研究の一環として行われたものである。

1) 東京大学生産技術研究所
2) 東京大学生産技術研究所
3) 東京大学生産技術研究所
4) 韓国光云大学校建築工学科
5) 東京大学生産技術研究所

研究機関研究員・博(工) Postdoctoral Research Fellow
研究生 Research Student
助手・博(工) Research Associate
教授・工博 Professor
助教授・工博 Associate Professor

Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo
Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
Department of Architectural Engineering, Kwangwoon University, KOREA, Dr. Eng.
Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.