

半剛接鋼骨組の地震応答に関する研究

(その1 接合部破断までに必要とするパネルの累積塑性変形)

正会員 ○ 牟田健次¹
同 山成 實²

1. 序

1995年1月17日、兵庫県南部地震による阪神大震災が起こった。鉄骨構造・木造・RC造の建築物はもちろん土木構造物にいたるまで例外なく被害を被った。中でも鉄骨構造物において部材破断や接合部破断によって建物の構造機能を失うという事象が特徴的であった。破断現象は部材や接合部の降伏現象とは異なり耐荷能力を失うことであり、骨組の一部あるいは全体の破壊もしくは倒壊につながるものである。本報告では過大な繰返し塑性変形を受ける骨組構成部材の内、接合部パネルの破断に焦点を当て、骨組が巨大地震を被る際に破断を免れるに必要とする柱梁接合部パネル変形量を数値解析によって得ることを目的とする。本論ではパネルの破断が生じた時点でその骨組が壊れたとみなし、その時のパネルの累積塑性変形量を調べた結果を報告する。

2. 解析骨組と部材の復元力特性

図1に示す骨組は均等ラーメン骨組の1本の柱を中心に、両側の梁の反曲点位置で取出した部分骨組である。柱梁交叉部は、接合部要素として接合部パネルおよび柱梁仕口の回転バネを梁端に配し、骨組を半剛接骨組として表現している。階高は全層にわたって $h = 350\text{cm}$ 、スパン長 $l = 700\text{cm}$ とする。なお、層番号は上層から数えることとする。

解析骨組は文献[2]に示した構成部材および接合部要素の強度と接続される部材の強度との比で表されるものである。骨組の設計は、入力地震波の強さを疑似速度応答スペクトル150 *kine* に増幅したものに対して、骨組の各層の最大層間変形角の平均値が0.02 *rad*となるように柱梁断面を算定した^[1]。骨組の減衰定数はRayleigh型の1次、2次共に3.0%とした。

柱部材および接合部パネルに対して加藤・秋山モデル^[3]、梁部材および柱梁仕口回転バネに対しては

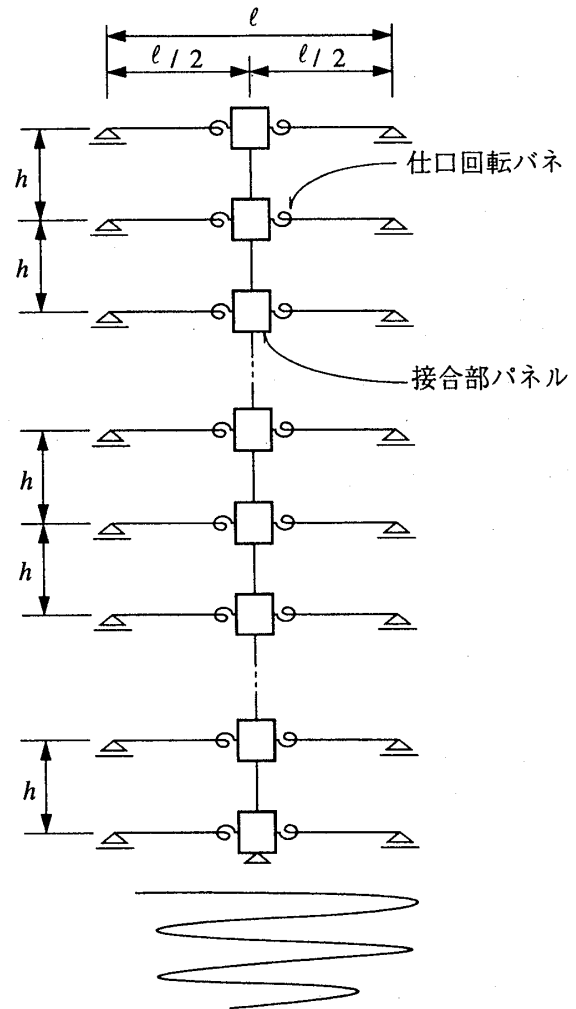


図1 解析骨組

パウシンガー・モデルを採用した^[2]。図2に示すように、接合部破断が繰返し履歴曲線と単調載荷曲線との対応関係においても加藤・秋山モデルが有効であるという前提をおくこととする。実際には超低サイクル疲労で、繰返し載荷における部材や接合部の破断時変形は単調載荷曲線のものよりも少ないことが知られているが、本研究ではこの問題を考慮しないこととする。

3. 接合部の破断則と累積塑性変形倍率

接合部が過大な繰返し塑性変形を受け、破断する場合を考える上で加藤・秋山モデル (図2) が参考になる。図3に示すように接合部破断時の塑性変形を δ_B とするとき、接合部破断時累積塑性変形倍率 η_B を式 (1) で定義する。ここで、 δ_B は正負独立に累積されるものとする。

$$\eta_B = \frac{\delta_B}{\delta_y} \dots \dots \dots (1)$$

4. 解析法

解析は Newmark β 法による数値積分で行う時刻歴応答解析である。積分における時間増分は 0.02 秒とし、応答量が式 (1) で定義される破断時累積塑性変形倍率に達した時点で計算を中断させた。解析には表1に示す6地震波を疑似速度応答スペクトル 150 kine に増幅したものをを用いた。

5. 解析結果

以上の結果に対する考察を加える。図は接合部の降伏耐力と破断までの変形量との関係を示したものである。接合部が破断に達するまでに吸収するエネルギーが一定であるという仮定を設けると式 (2) が得られる。

$$\frac{P_y}{P'_y} = \frac{(3K + \tau\eta')\eta'}{(3K + \tau\eta)} \dots \dots \dots (2)$$

ただし、 K および τ はそれぞれ接合部の弾性剛性および2次剛性である。

同式から、破断時の累積塑性変形倍率は強度比に関して、単調減少関数であることがわかる。このことから弱い接合部ほど破断時までに十分な変形性能が要求されるのは明らかである。

解析例を図4に示す。同図は入力地震波、5層骨組の接合部破断が生じたパネルの応答せん断変形および累積塑性変形の時刻歴である。地震加速度が最大値に達した後、減少しているにもかかわらず、接合部パネルの応答量は増加し塑性変形が累積して破断に至った様子が見られる。

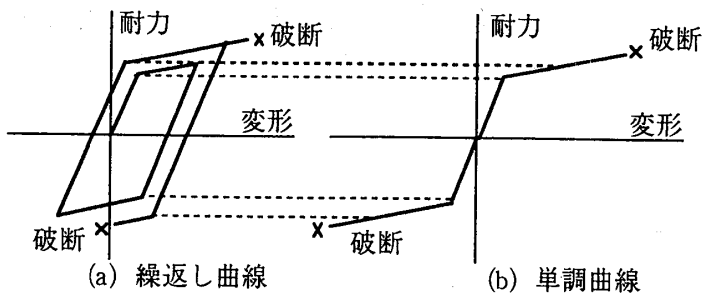


図2 接合部の履歴則と破断則

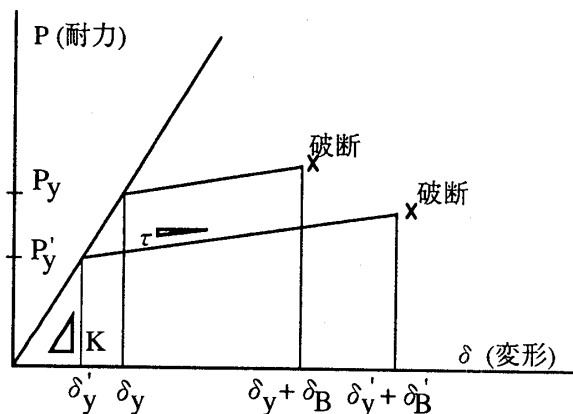


図3 接合部の耐力と破断時変形能

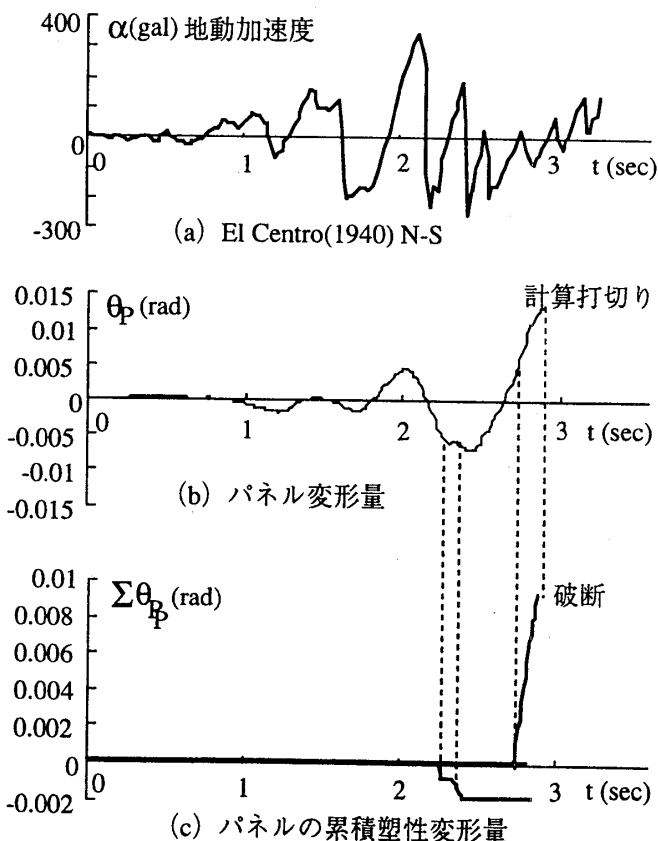


図4 解析例

図5に骨組応答スペクトルを示す。(a)が破断を生じた場合、(b)が破断を生じない場合での速度応答スペクトル図である。地震破はそれぞれ150kine相当に増幅したものをを用い、いずれの場合にも応答値は入力地震波に対し良好な値をとっている。ここで、本論文で用いる諸元を述べる。

$$R_{PP} = \frac{M_{PP}}{\min(\sum_i M_{PB_i}, \sum_i M_{PC_i})} \dots \dots (3)$$

R_{PP} : 接合部パネル強度比

$$R_{PL} = \frac{M_{PL}}{M_{PB}}$$

: 仕口梁強度比

P_y, P'_y : 降伏耐力

$$\eta = \frac{\delta_P}{\delta_y}$$

: 累積塑性変形倍率

δ_y, δ'_y : 降伏時の変形

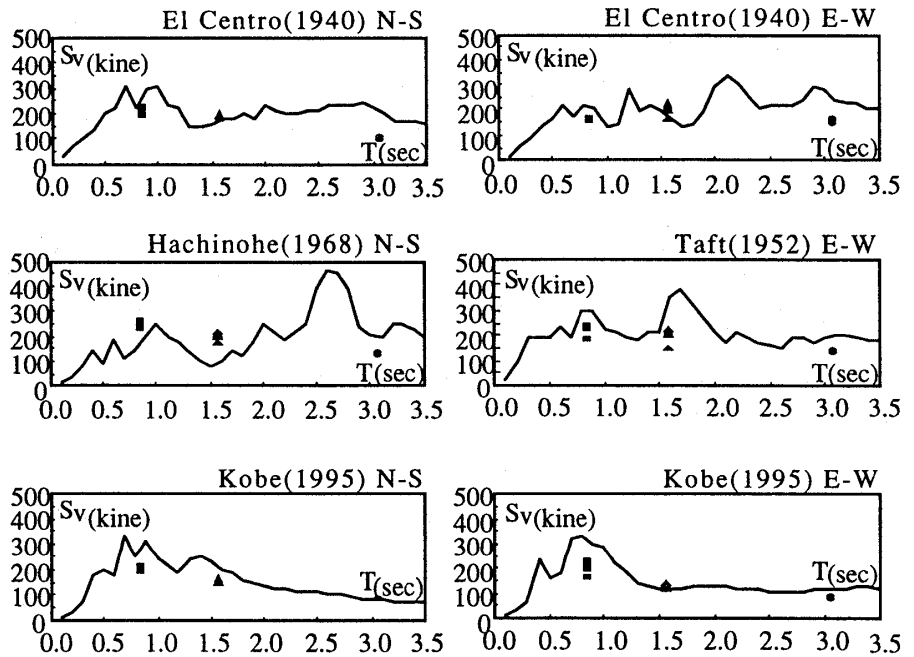
$M_{PC}, M_{PP}, M_{PB}, M_{PL}$ はそれぞれ柱部材の曲げ塑性耐力、接合部パネルの塑性耐力、梁部材の曲げ塑性耐力、仕口の曲げ塑性耐力である。ここで R_{PL} は1.2とし、仕口の降伏を起こさないようにした。

解析結果を図6および図7に示す。図6は骨組の層数、入力地震波を変化させ、接合部パネルが破断を免れるのに必要な累積塑性変形倍率をパネルの強度比を変化させてプロットしたものである。骨組の層数や地震波に依らず単調減少の結果が得られた。

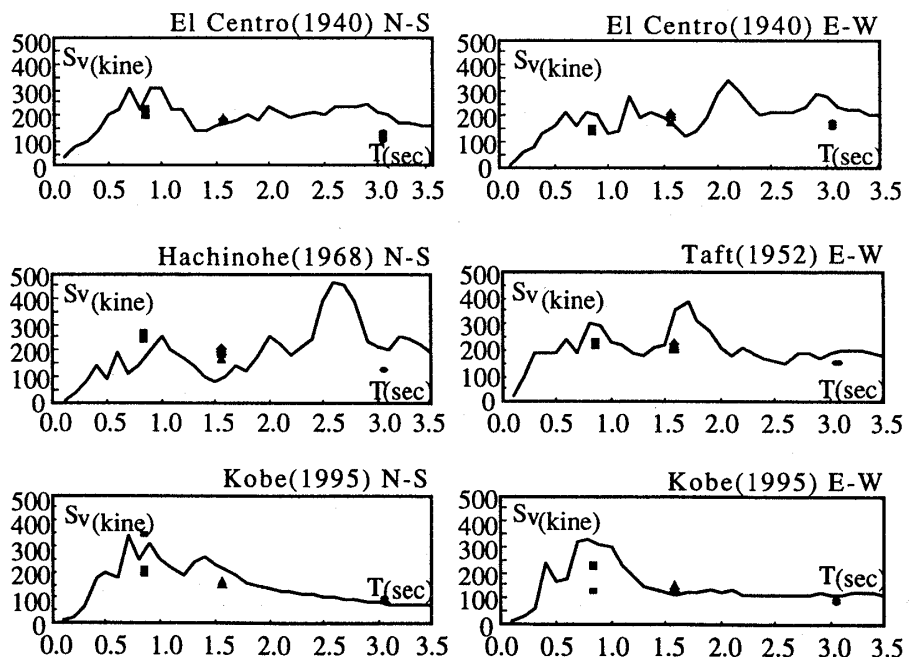
図7は接合部パネル破断時の時刻とパネルの強度比を示したものである。パネルの強度に依らず、破断はほぼ同時刻に生じている。

表1 入力データ一覧

地震波の種類	建物の層数	(Rpp)
El Centro(1940) N-S	5,10,20	0.5~0.9
El Centro(1940) E-W	5,10,20	0.5~0.9
Hachinohe(1968) N-S	5,10,20	0.5~0.9
Taft(1952) E-W	5,10,20	0.5~0.9
Kobe(1995) N-S	5,10,20	0.5~0.9
Kobe(1995) E-W	5,10,20	0.5~0.9



(a) 破断あり



(b) 破断なし

図5 応答スペクトル

破線はそれぞれの地震波の最大加速度到達時刻であり、数値はその時刻を表す。この結果から、先の阪神大震災に於いて破断現象は最大加速度到達後、数秒後に部材の破断が起こったであろうということが分かる。

6. 結論

以上のように3種の層数の骨組、6種の地震波を用いて破断の性状を調べた結果を以下にまとめる。

(1) 接合部パネルの破断に関して破断時の累積塑性変形倍率とパネル強度比の関係を調べた結果、パネルの強度の低下に伴い破断までに必要とされる変形量の量は増加することが分かった。

(2) 骨組の層数や入力地震波の種類に依らず、ほぼ同値を取る。これより、接合部が破断を免れ得る保障値を接合部破断時累積塑性変形倍率とパネル強度比の関係から数式化することも可能であると思われる。

(3) パネル破断時の時刻を調べると、一部例外を除いて入力地震波の最大加速度の到達後数秒後に破断が生じることが分かった。

(4) パネルの破断が生じた階数を調べると、骨組の層数の増加に伴い損傷は上層部に生じることが分かった。

参考文献

[1] 小川厚治：鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究（その1）動的崩壊特性とエネルギー吸収能力，日本建築学会論文報告集，第323号，pp.13～22，1983年1月
 [2] 藤田芳治，山成實，小川厚治，黒羽啓明：半剛接鋼骨組の地震応答に関する研究（その1 解析法），日本建築学会大会学術講演梗概集，C構造Ⅱ，pp.1387～1388，1992年8月
 [3] Kato B.and Akiyama H：Theoretical Prediction of the Load-Deflexion Relationship of Steel Members and Frames, Preliminary Publication of IABSE Symposium, Lisbon, 1973

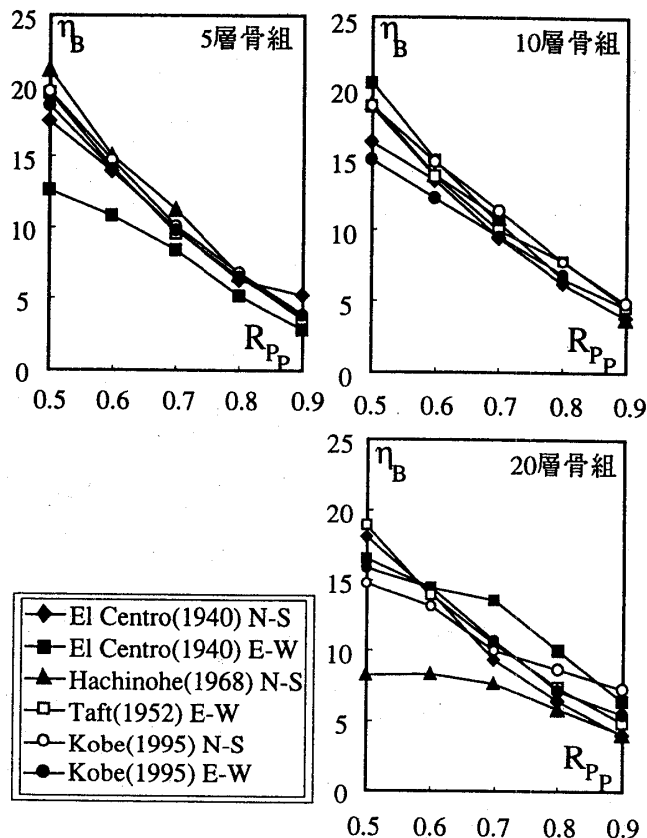


図6 接合部破断時累積塑性変形倍率とパネル強度比

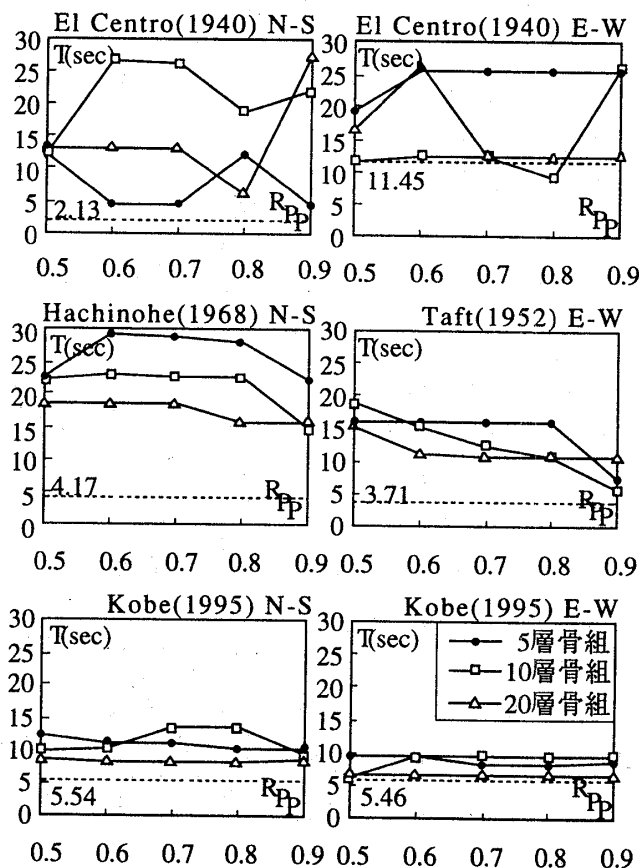


図7 接合部の破断時刻