

(21) K型ブレース付鉄骨鉄筋コンクリート架構の耐震安全性に関する研究

神戸大学 堯天義久○水畑耕治 福住忠裕
原田直哉 大西利幸 瓜生田尚彦

1. 序

本報告は、最下層にK型ブレースを有する鉄骨鉄筋コンクリート造ツインタワー型14階建築構造物の耐震安全性を実験的並びに解析的に検討したものである。従来、構造物の耐震要素としてブレース付架構が用いられているが、一般のブレース付架構は、弾塑性域の性状が悪く、剛性の調節が困難であるために、高層建築に利用したり弾塑性設計をするのに問題がある。対象建物に含まれている鉄骨鉄筋コンクリート造ブレースは、大地震時の繰返し荷重に対しても圧縮側はすぐには座屈せず引張側の降伏または梁の降伏が先行し、安定した弾塑性荷重変形履歴曲線を示して上記の欠点が著しく改良されることが予想される。特に、軟弱地盤上に建つ高層建築物の下層に剛強かつ靱性に富むこのようなブレースを使用することは耐震安全性を高めるために極めて有効であると考えられる。本研究においては、まず1層1スパンK型ブレース付架構の約 $\frac{1}{4}$ 模型2体について、静的載荷実験と動的多段多数回繰返し載荷実験を行い、その復元力特性、歪分布、崩壊過程 ラーメンとブレースの水平力分担率などを明らかにした後、続いて、この復元力特性を数式化し、K型ブレースを最下層に有するツインタワー型の住宅建築構造物の振動特性と地震応答を解析し、最下層がブレースと等価なラーメンの場合と比較して、その耐震安全性を検討する。

2. 供試体

実験に用いた供試体は現存する鉄骨鉄筋コンクリート造の建物の下層部から抽出した1層1スパンのK型ブレース付架構の約 $\frac{1}{4}$ の模型で Fig. 1 に示す構造と Table 1 に示す断面を持っている。鉄骨部材には SS41 鋼材を用いた。柱及び梁の鋼材はH-100・100・6・8 のH型鋼のフランジ部材をガス溶断した後研磨して作られたH-100・50・6・8である。ブレースの鋼材は巾50mm厚さ4.5mmの平鋼を隅肉溶接して作られたH-59・50・4.5・4.5である。梁と柱の鋼材は溶接々合され、接合部の柱のウェブ部分は2枚のプレートと共にパネルゾーンを形成している。ブレース材は弱軸面がフレーム面内にあるように柱及び梁のフランジに隅肉溶接されると共に、厚さ9mmのガゼットプレートを設けている。更に、梁ブレース接合部の梁ウェブ部分は2枚のプレートで補強している。主筋及び帯筋はSR 24鋼材で、それぞれ $\phi 6 \phi 4$ を用い、フープ間隔は100mmである。供試体は両柱頭と右上部が油圧シリンダーと接続できるように作り上げられている。基礎梁は合計12本のボルトによって加力フレームに接合される。Fig. 2 に供試体を取りつけた加力装置を示す。材料試験は鉄骨については1号試験片3片、鉄筋については $\phi 6$ 、 $\phi 4$ 各2本、コンクリートについては3個行い、その結果の平均をTable 2に示す。

3. 実験方法

実験は、2体の供試体について次のように行った。載荷重の+は押、-は引を示す。

- (1) 準静的載荷実験：静的実験においては、次元解析によって柱に3.5tonの定軸圧を加えた状態で、水平荷重を変位制御により次の4段階に分けて行った。a)コンクリートに亀裂が入らない段階 3.0～-3.9t, b)コンクリート亀裂発生後鉄骨降伏までの小振巾 13.5～-13.5t c)同中振巾 36.9～-7.5t,

d)鉄骨降伏後実験装置の最大能力の範囲 61.5~61.5t

(2)動的定振巾繰返し載荷実験：供試体 SRC-1 については準静的載荷実験を行った後、第 4 段階の大振巾のみの動的定振巾繰返し載荷実験を行ったが、供試体 SRC-2 については最初から同じ柱軸圧の下に変位制御による動的水平載荷実験を次の 4 段階に変えて実施した。

a)ブレースに引張亀裂が入らない段階 9.5~9.5 t b)ブレースに亀裂発生後設計変位以下の段階 38.0~38.0 t c)設計変位程度 60.0~60.0 t, 柱部材角 $\frac{1}{200}$ 目標で実際は $\frac{1}{274}$ 。 d)実験装置の最大能力の範囲 65.0~65.0 t。動的荷重は周波数 0.1Hz の正弦波である。

Fig. 2 に示した加力装置の特性は次のようである。水平方向について a)最大荷重：約 60t, b)ストローク：±15cm, c)流量：60ℓ/min, d)最大油圧：140kg/cm², e)最大速度：5cm/sec, また、鉛直方向については荷重制御による定圧加力装置で最大容量は 20t である。水平荷重及び鉛直荷重は供試体と油圧シリンダーの間に設置したロードセルによって計測され、また、各層の水平変位は Fig. 2 中の変位計 L-1, L-2, D-6, 及び D-8 により、支持部の上下変位は変位計 D-2, D-7 によって測定され、データレコーダやペン書きオシロスコープや X-Y レコーダに連続記録された。各部の歪は、静的実験ではコンクリート、鉄骨及び鉄筋表面に合計 91 個の抵抗線歪計が、動的実験では鉄骨と鉄筋の表面に合計 22 個の歪計がはりつけられて測定され、後者はデータレコーダに連続記録された。

4. 実験結果とその検討

(1)準静的載荷実験：実験結果から荷重層間変位曲線を求めて Fig. 3 に示す。層間変位の算定には、基礎の浮き上りを考慮して式(1)により求めた。ただし ℓ はスパン h は階高である。

$$\text{層間変位 } \delta = (L-1) - (L-2) - \frac{h}{\ell} \{ (D-2) - (D-7) \} \quad \dots\dots (1)$$

Table 3 に主な準静的実験経過を示す。西側柱頭変位による初期剛性は 867.1 t/cm, 前項 c)段階で載荷時 496.0 t/cm, 除荷時 473.0 t/cm, a)段階で載荷時 471.3 t/cm, 除荷時 445.8 t/cm となり、破壊が進行するにつれて剛性は低下する。加力装置限界の +61.5t 時に西柱部材角 $\frac{1}{465}$ 程度で引張ブレースの鉄骨及び鉄筋が降伏し、-46.5t で東梁端鉄骨フランジが降伏している。Fig. 4, 5 は夫々梁とブレースの接合部コンクリート表面にはりつけた 3 軸歪計による計測結果より求めた主応力度及び主応力方向と水平方向剪断応力の分布図である。これらにより、梁から圧縮ブレースにかけての力の流れが顕著であり、また梁ブレース接合点附近に最も大きく剪断応力が生ずることがわかる。Fig. 6 は準静的実験終了後の亀裂損傷図である。供試体の上梁両端部と両柱頭柱脚にはりつけられた歪計から得られたコンクリート、鉄骨及び鉄筋の歪値から平面保持の仮定の下に材端部のコンクリート、鉄骨及び鉄筋の負担曲げモーメントを別々に求め、その和として得られた柱端モーメントから柱の剪断力を得、これからラーメンの水平力分担率を算出すると、引張ブレース降伏まではブレースが 83~94% の水平力を負担することが判明した。

(2)動的定振巾繰返し載荷実験：繰返し載荷実験における水平荷重変位履歴曲線を Fig. 7 に示す。

この履歴曲線は SRC-2 の実験においてデータレコーダに連続記録された荷重と変位 L-1, L-2, D-2, D-7 の出力を DATAC1500 により同時刻 A/D 変換を行ってデジタル量として紙テープに記録し、式(1)による層間変位 δ の計算値を水平荷重 P に対して DRAFTAC1000 と DPL602 によって 1 サイクル当り 133 点自動的にプロットさせたものである。履歴曲線は鉄骨フレームの紡錘形に近い逆 S 形であるが、538 回

(うち柱部材角 $\frac{1}{300}$ 程度の振巾は 340 回)の繰返しに対して安定している。履歴曲線は押引の載荷条件によって異なるので、減衰常数と等価剛性は履歴曲線の上下各々に対して求め、繰返し数 N に対して夫々 Fig. 8, 9 にプロットした。減衰常数は式(2)によって計算され、大振巾時には 15% 程度の値となった。

$$h = (\text{履歴曲線上半分内部の面積}) / 2\pi \times (\text{等価剛性下変位軸までの三角形の面積}) \quad \cdots(2)$$

繰返しによる剛性低下は前項段階 a) においては $425 \frac{t}{cm}$ であったが、段階 b) においては押引の載荷時で大きな相違が見られた。しかし段階 c) に至っていずれも $220 \frac{t}{cm}$ 前後で安定した。

Fig. 10 に繰返し載荷実験終了後の亀裂損傷図を示す。Fig. 11 に水平荷重全振巾と繰返し数 N との関係を示す。段階 c) において荷重振巾が次第に低下しているのが認められる。Fig. 12, 13 には比較的歪の大きかった鉄骨部材の歪 S-1, S-2, S-13 の全振巾と繰返し数 N との関係を示す。S-1, S-2 は右梁端鉄骨フランジ、S-13 は右側ブレース鉄骨フランジの歪を示している。次に Fig. 12, 13 に示す歪履歴の中から全振巾 1500 μ 以上の歪みを数えて線型累積損傷説により損傷率 $\Sigma(\frac{n_i}{N_i})$ を求めた。ここに n_i, N_i は夫々歪巾 $\Delta\epsilon_i$ に対する繰返し数及び破壊までの繰返し数である。損傷率を求める際、以前に筆者の行った SS-41 鋼材の薄肉円管の定振巾低サイクル疲労試験によって得られた回帰直線の式⁽¹⁾ $\Delta\epsilon \cdot N_f^{0.346} = 0.0624$ を使用した。ここに $\Delta\epsilon$: 全歪振巾, N_f : 破壊までの繰返し数である。計算の結果、繰返し載荷実験の最終的繰返し数 538 回における損傷率は、右梁端鉄骨フランジ上端 S-1 が 31.8%, 引張ブレース鉄骨フランジ S-13 が 20.2% であった。この時の右柱部材角は $\frac{1}{274}$ であった。

5. 実験結果と解析結果の比較

静的解析では供試体は次のようにモデル化した。剛域は梁柱接合部では梁丈/4 入った所、ブレース材と中央接合部はガゼットプレート端とした剛節架構とする。梁柱材については曲げ特性は Fig. 14 のように Tri-linear 型とし、鉄筋を無視して剪断変形は考慮せず、軸方向特性は Fig. 15 のように完全弾塑性型とし、圧縮時全断面有効、引張時コンクリート無視とする。ブレース材については、曲げ特性は弾性域のみ EI_0 , その後 $0.01EI_0$ とし、軸方向特性は梁柱と同様完全弾塑性型とする。なお、ひびわれモーメント M_{er} はコンクリート強度の $\frac{1}{10}$ により、降伏モーメント M_y は累加強度式により、降伏点剛性低下率 α_y は等価 RC 断面を用いて菅野式により計算した。また、 M_{er}, M_y を求めるに当って軸力はトラス架構として引張ブレースの降伏する水平荷重の $\frac{1}{2}$ が架構に加わっている時に生ずる軸力を用いた。

Fig. 16 に解析結果と実験結果との比較を示す。他の解析モデルに対する解析は省略する。

6. 復元力特性の数式化と履歴法則

K 型ブレース付架構の Fig. 7 に示す復元力特性を次のように数式化する。復元力特性 $k(\delta)$ はスケルトンカーブ $c(\delta)$ と履歴ループ $g(x)$ の積で表わされるものとし、スケルトンカーブとしては前項に示す解析法によって得られるものを使用し、履歴ループとしては文献(2)により(3)式で与えられる

NCL (Normalized Characteristic Loop) モデルを使用する。

$$k(\delta) = \alpha(\delta) \cdot g(x), \quad g(x) = \mp 0.123x^2 + 0.383x \mp 0.137x^2 + 0.617x \pm 0.260 \quad \cdots(3) \quad \text{ただし } x = \delta / \delta_{\max}$$

$\delta_{\max}$ は各履歴ループの最大層間変位である。以上のようにして計算された履歴ループを Fig. 7 中に示す。応答計算に必要な履歴法則は文献(3)に従うものとする。

7. 地震応答解析モデル

4 項までに述べた実験の対象となった K 型ブレースを最下層に有するツインタワー形鉄骨鉄筋コン

クリート造 14 階建築構造物の地震応答解析を以下のように行った。応答解析した標準建物の立面図と平面図を Fig. 17 に示す。本建物は最下階に K 型ブレースを有するラーメン構造とし、その復元力特性は最下階については 6 項に述べたもの、2 階以上については Fig. 18 に示すように初亀裂と累加強度式による降伏点で折れ曲るトリリニヤ型とした。後者の除荷直線は Q_{er} と Q_y の間では $-Q_{er}$ に向う直線とし Q_y をこえると降伏点剛性で横軸まで戻りそこから前回の状態 ($-Q < Q_y$) か $-Q_y$ ($-Q \geq -Q_y$) に向う直線とした。またラーメンの初亀裂は曲げ降伏の $\frac{1}{3}$ の剪断力によって生じ、降伏点変位は初期勾配によるその 2 倍であり、第 3 分枝剛性は第 1 分枝剛性の 0.1 倍であるとした。減衰常数は 0.03 とした。以上の解析モデルの他、比較のために最下階を、K 型ブレース架構と同じ初期剛性を有し降伏点変位が $\frac{8}{1000}$ である等価なトリリニヤ型のラーメンに置換したモデルと、最下階の剛性と強度を標準建物の場合の $\frac{1}{3}$ に低下させた K 型ブレース付モデルと等価ラーメンモデル、計 3 種のモデルについて地震応答を求めた。解析モデルの質量、剛性、降伏点柱部材角及び設計用層剪断力係数の高さ方向分布を Fig. 19 に示す。Fig. 20 には第 6 次までの固有周期と固有振動型とを示す。

8. 地震応答解析とその結果

応答解析に使用する入力地震波は神戸ポートアイランドで 1971 年 1 月 5 日に KP. +2.8m において記録された N S 方向の地震波である。そのフーリエスペクトル⁽⁴⁾を Fig. 21 に示す。応答解析はモーダルアナリシス（弾性）とルンゲクッタ法（弾性・弾塑性）により 0.01 秒刻みで 10 秒間行った。最大入力加速度は弾性応答に対して 100 gal、弾塑性応答に対して 200 gal とした。Fig. 20 の対称モードに対する弾性応答はモーダルアナリシスによって求められるが、初変位初速度が共に 0 としてルンゲクッタ法によって求めた応答の中には対称モードは含まれていない。ルンゲクッタ法による応答解析結果を Fig. 22, 23 に示す。Fig. 22 は標準建物及び最下階の剛性強度をその $\frac{1}{3}$ とした建物の弾性応答（100gal 入力）を示す。Fig. 23 は標準建物及び最下階の剛性強度をその $\frac{1}{3}$ とした K 型ブレース付と等価ラーメン建物の弾塑性応答（200gal 入力）を示す。Fig. 22, 23 中 (a) は最大層間変位、(b) は最大靱性率、(c) は最大層剪断力係数、(d) は最大層剪断力を示す。(a)(c)(d) 図中には設計値も画いている。Fig. 24 には第 6 次振動までを考慮したモーダルアナリシスによる弾性応答を示す。以上 Fig. 22～24 に示す応答結果から次の事がいえる。(1) K 型ブレースを含む最下階の応答はいずれも非常に小さく、標準建物では線形域に留まり、最下階の剛性強度を共に $\frac{1}{3}$ に低下させた建物でも引張ブレースと梁の一部に初期亀裂が入るだけで降伏には至らず、むしろ中層の 3～9 階において応答が大きくなって降伏点を超過する。(2) 最下階の剛性強度を $\frac{1}{3}$ に低下させても、最下階を除けば弾性、弾塑性応答共標準建物とほとんど変らない。これは固有周期が前者に対して 0.656 秒、後者に対して 0.633 秒で最下階剛性が固有周期に与える影響が小さいからである。(3) 最下階が N C L モデルの K 型ブレース付架構とトリリニヤ型の等価ラーメン架構と比較すると、標準建物の場合は共に最下階が線形域に留まって全く同じ応答を示し、最下階の剛性強度を $\frac{1}{3}$ に低下させた場合でも両者は少ししか線形域を越えないので、復元力特性の相異による応答の差異は僅少である。(4) 対称形モードを考慮に入れたモーダルアナリシスによる弾性応答は互に連成するツインタワーの特徴をよく示している。⁽⁵⁾

9. 結論

以上に述べた実験と静的及び動的解析の結果から次のような結論が得られる。

- (1) 本実験においては、静的荷荷によって架構の崩壊まで追跡できなかったが、部材角 $\frac{1}{274}$ 程度の多数回繰返しに対して安定した良好な弾塑性性状が得られた。
- (2) 最終動的繰返し数 538 回（うち柱部材角 $\frac{1}{274}$ の変位振巾では 340 回）では、コンクリートの亀裂は多く若干の剥落もみられるが、鉄骨の損傷率は、大きくてもブレースで 20%、梁端で 30%程度であって十分安全である。
- (3) 減衰常数は中及び大振巾繰返し荷重時 14%程度で一定している。
- (4) ブレースとラーメンの水平力分担率については、引張ブレースが降伏するまではブレースが 83%～94%の水平力を負担する。
- (5) 梁ブレースの接合部の主応力及び剪断応力分布によれば、梁材から圧縮ブレースへの軸力の流れが顕著であること、また梁下フランジとブレースとの接合点付近に最も大きく剪断応力が現れる。
- (6) 実験の静的荷重変形曲線は、全部材共曲げと軸方向変形を考慮した剛節トラスモデルの弾塑性解析によって追跡することが出来る。
- (7) 実験の復元力特性の形は、鉄骨フレームの紡錘形に近い逆S型で、(3)式に示す Normalized Characteristic Loop によって表すことが出来る。
- (8) 実在する 14 階建鉄骨鉄筋コンクリートラーメン構造物の最下階に鉄骨鉄筋コンクリート造 K 型ブレースを含む場合も剛性強度の等しいラーメンを含む場合も、最下階の地震応答は非常に小さく線形域に留まり、むしろ中層の 3～9 階において応答が大きくなって降伏点を超過する。また最下階の剛性強度を $\frac{1}{3}$ に低下させても固有周期に与える影響は小さく、最下階を除く他の階の地震応答はあまり変化しない。
- (9) 対称形モードを考慮に入れたモーダルアナリシスによる弾性地震応答は互に連成するツインタワーの特徴をよく示している。

参考文献

- (1) Y.Gyoten, K.Mizuhata, I.Tsuyama: "Experimental Study on Low Cycle Fatigue of a Structural Member Subjected to Earthquake Loads," Proc. of 5WCEE, 1973, p.1153~p.1156.
- (2) 谷資信, 野村設郎他: "鉄筋コンクリート耐震要素の復元力特性(その1)," 日本建築学会論文報告集, 第202号, 昭和47年12月, p.11~p.19
- (3) 北浦勝: "構造物基礎-地盤系の非定常な復元力特性と地震応答", 第4回日本地震工学シンポジウム講演集, 1975, p.327~p.334
- (4) 斎藤幸雄, 川村政美他: "厚い軟弱層を挟む埋立地の地震時挙動", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和49年10月, p.425~p.426
- (5) 田治見宏: "川崎市河原町高層住宅団地の構造(II), 振動性状における特徴", カラム 39, 昭和46年4月, p.17~p.18

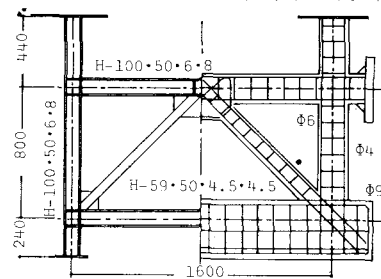


Fig.1 Steel and Bar Arrangement

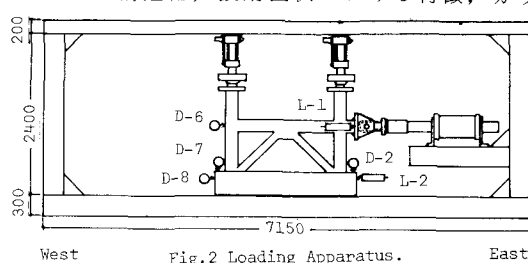


Fig.2 Loading Apparatus.

Table.1 Cross Section

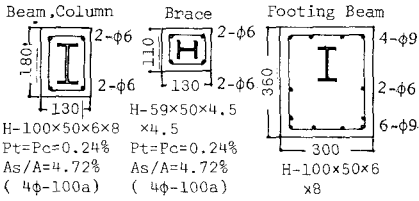


Table 2 Mechanical Properties of Materials

	σ_y (kg/cm ²)	σ_{E_y} ($\times 10^{-4}$)	σ_E (kg/cm ²)	σ_{Omax} (kg/cm ²)	Ductility (%)
SS41	3150	1550	2.03×10^6	4550	23.4
$\phi 6$	4200	2000	2.12×10^6	4440	—
$\phi 4$	5900	2960	2.01×10^6	6350	—
Conc.	$\alpha_y = 277$ kg/cm ²				

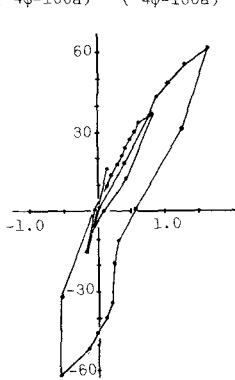


Fig. 3 Load-Interfloor Disp. Relationship of SRC-1

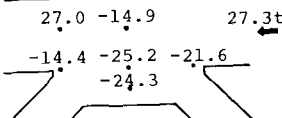


Fig. 4 Distribution of Principal Stress

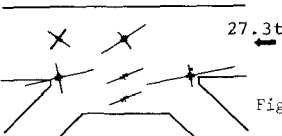


Fig. 5 Distribution of Shear Stress

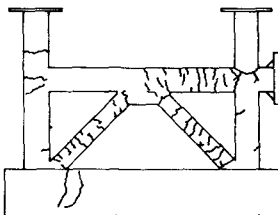


Fig. 6 Crack Pattern

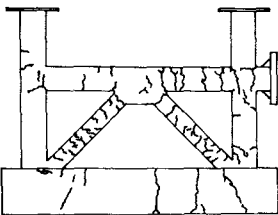


Fig. 10 Crack Pattern

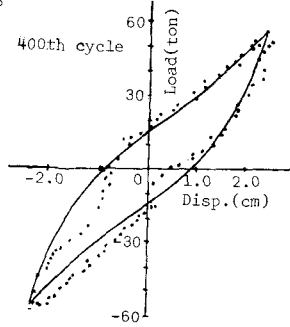


Fig. 7 Load-Interfloor Disp. Hysteresis Loop of SRC-2

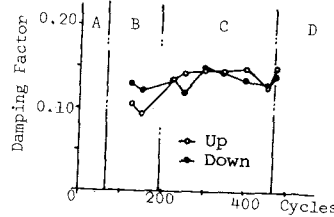


Fig. 8 Variation of Damping Factor

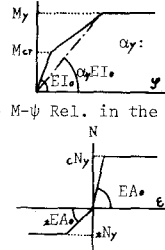
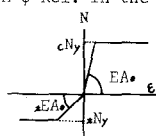
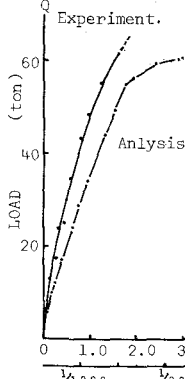
Fig. 14 M- ψ Rel. in the AnalysisFig. 15 N- ϵ Rel. in the Analysis

Fig. 16 Load-Interfloor Disp. Relationship. (Static)

Table 3 Process of Static Failure

Process of Failure	Load
Initial Stiffness 867.1t/cm	
Crack Initiation at the Center of the Right Brace	9.3t
Crack Initiation at the center of the Left Brace	-9.0
Crack Initiation at the Right Beam-Column Connection	-13.5
Crack Initiation at the Right Beam-Brace Connection	27.3
Crack Initiation at the Right Column Base	35.6
Yield of Steel of the Right Brace	57.0
Crack Initiation of the left Column Base	61.5
Crack Initiation at the center of the Beam-Brace Connection	-29.2
Yield of the Steel Flange of the Right Beam End	-40.2

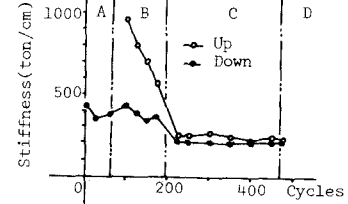


Fig. 9 Variation of Stiffness



Fig. 11 Variation of the Load Range with Cycles

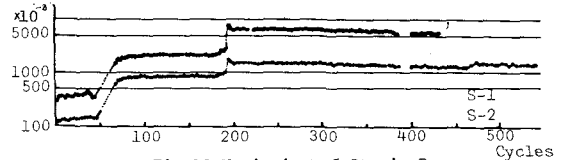


Fig. 12 Variation of Strain Range (for S-1, S-2)

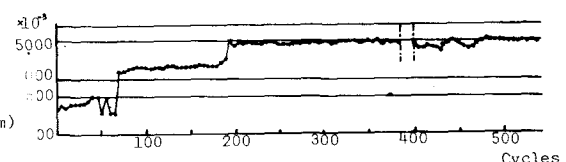


Fig. 13 Variation of Strain Range (for S-13)

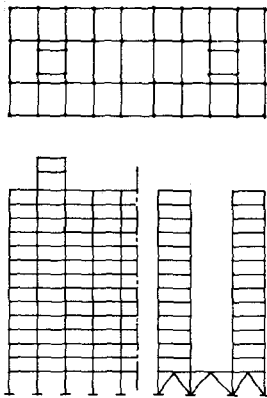


Fig.17 Plan and Elevation

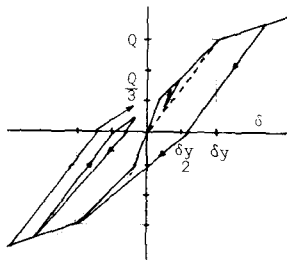
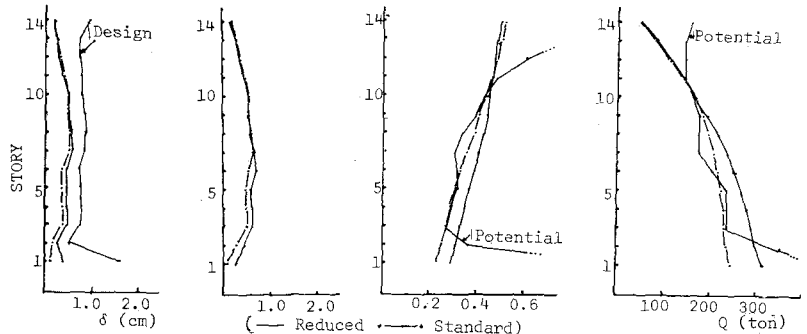
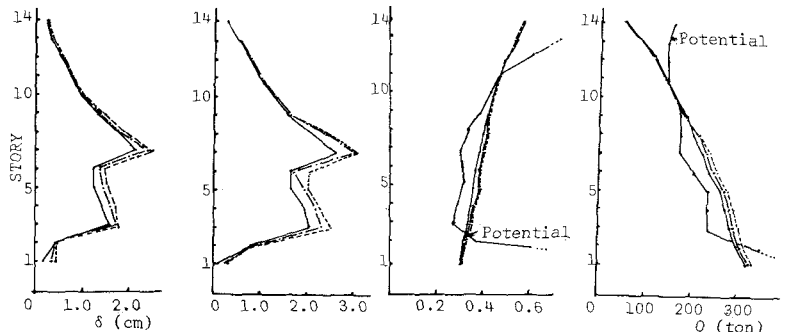


Fig.18 D-Tri-Linear Model



(a) Rel. Disp. (b) Ductility Fac. (c) Shear Coef. (d) Shear Force

Fig.22 Elastic Response of the Building. (100gal)



(a) Rel. Disp. (b) Ductility Fac. (c) Shear Coef. (d) Shear Force

(--- Reduced(K Brace) --- Reduced(Rigid Frame) --- Standard)

Fig.23 Elasto-plastic Response of the Building. (200gal)

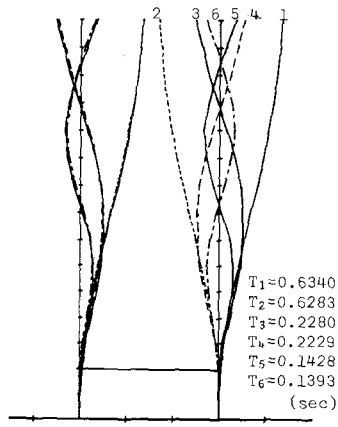


Fig.20 1st-6th Natural Periods and Modes.

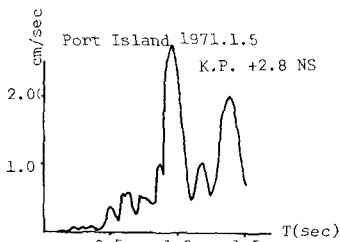


Fig.21 Fourier Spectrum

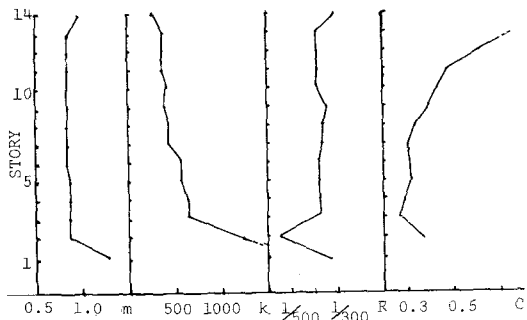


Fig.19 Distribution of Mass, Stiffness, Yield Rotation Angle of Column, and Potential Shear Force Coefficient along Height.

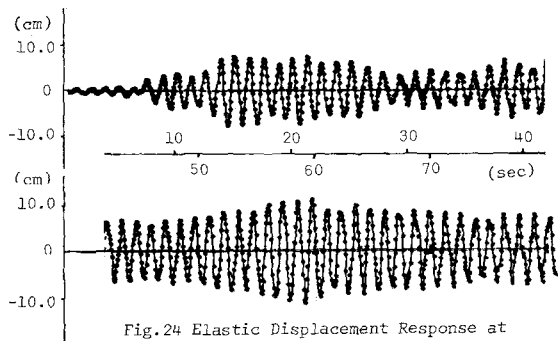


Fig.24 Elastic Displacement Response at the Top of the Twin Tower due to Taft NS Earthquake in 1952.

STUDY ON THE SEISMIC SAFETY OF A STEEL REINFORCED CONCRETE STRUCTURE
WITH K-TYPE BRACES

Yoshihisa Gyoten* Koji Mizuhata* Tadahiro Fukusumi**
Naoya Harada** Toshituki Ohnishi*** Naohiko Uryuda***

This study deals experimentally and analytically with the seismic safety of a 14 storied steel reinforced concrete building structure of twin tower type with the K-type braces on the first floor. In the experimental study under the application of the vertical load to the column, four levels of horizontal load were applied statically and cyclically to two one-bay and one-storied frame specimens with SRC K-type braces of 1/7 scale (Fig1) taken out from the first floor of an existing 14 storied residential building (Fig. 17) and the restoring force characteristics, the dynamic strain distribution, the pattern of failure, the damping factor, and the low cycle fatigue characteristics, etc. were investigated. In the analytical study, after formulating the restoring force characteristics, some earthquake responses of the 14 storied steel reinforced concrete rigid frames of twin tower type including the K-type braces on the first floor were calculated under a certain hysteresis rule and compared with the response of the same 14 storied with 1/3 stiffness and strength of the existing one.

The following conclusions have been obtained:

- (1) The specimen shows a stable elasto-plastic behavior due to some hundreds of cyclic load at 1/274 of the rotation angle of column. In the last 538th cycle of loading, concrete of the specimen shows many numbers of cracks and some spalls, while the damage factor of the steel members are at most 20% for the braces and 30% for the upper beam, which is safe enough.
- (2) The damping factor is constantly about 14% throughout the medium and large amplitudes of cyclic loading.
- (3) The braces sustain 83-94% of the total horizontal load until their yield.
- (4) The static load-displacement curve in the experiment can be traced by means of the elasto-plastic analysis of the rigid truss model, where the bending and the axial deformations are taken into account. This is used as a skeleton curve in the earthquake response analysis.
- (5) The restoring force characteristics in the experiment is of the inverse S-type and can be expressed by the normalized characteristic loop in Eq.(3) which is used in the earthquake response analysis.
- (6) The earthquake response of an existing 14 storied steel reinforced concrete building structure of twin tower type with the K-type braces on the first floor is so small as in the elastic region on the first floor, and instead, it is so large as beyond the yield point in the middle height (3-9th floor). Even though strength and stiffness are reduced to 1/3 of the existing building, this influence on the natural period is so small that the earthquake response is not much changed except the first floor.
- (7) The elastic earthquake response, where the symmetric natural modes are considered, shows the nature of the twin tower coupling each other.

*Professor, Faculty of Engineering, Kobe University

**Research Associate, Faculty of Engineering, Kobe University.

***Graduate Student, Kobe University