

論文 [2017] RC造平面骨組の柱梁接合部における入力せん断力の動的効果

余 辛*1・小谷俊介*2・青山博之*3

1. はじめに

日本建築学会刊行の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」[1]（以下指針）では、梁降伏型のRC造フレーム構造の柱梁接合部に入力するせん断力は、梁主筋降伏時の接合部面における上端引張力と反対面における下端引張力の和から柱せん断力を差し引いて求める。ところが、柱せん断力は入力地震動の時刻とともに変動する。特に高層建物では高次モードによる動的効果のため、柱せん断力の変動が柱梁接合部の入力せん断力に対してどの程度影響するかを調べる必要がある。そこで、本研究は、12階のRC造純ラーメン構造物を対象として、柱梁接合部の入力せん断力に及ぼす高次モードによる動的効果について検討した。

2. 試設計構造物

文献[2]に示された鉄筋コンクリート造12階純ラーメン建物の短辺方向の内構面フレームを解析対象とした。フレームのスペンは8.0m, 6.0m, 8.0m、階高は1階4.0m、2階以上3.75~3.65mである。スラブは全フレーム共通で、厚さ14cm(D10@200mmダブル)である。柱、梁の断面寸法、使用材料を表1に示す。使用した鉄筋の信頼強度及び上限強度算定用強度を表2に示す。

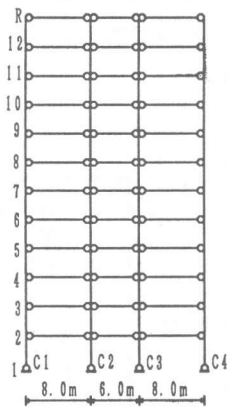


図1 降伏機構図

表1 断面寸法及びコンクリート強度

| 階数 | コンクリート強度 F_c (kgf/cm ²) | 柱 B×D (cm) | 梁 B×D (cm) |
|----|---------------------------------------|------------|------------|
| R | 300 | | 45×85 |
| 12 | '' | 85×85 | '' |
| 11 | '' | '' | '' |
| 10 | 330 | 90×90 | 50×85 |
| 9 | '' | '' | '' |
| 8 | '' | '' | 60×90 |
| 7 | '' | '' | '' |
| 6 | '' | '' | '' |
| 5 | 360 | '' | 65×95 |
| 4 | '' | 95×95 | '' |
| 3 | '' | '' | '' |
| 2 | '' | '' | '' |
| 1 | '' | '' | '' |

表2 鉄筋の材料強度(kg/cm²)

| 名称 | 種類 | 信頼強度 | 上限強度 |
|-----|------|------|------|
| D25 | SD35 | 3500 | 4375 |
| D29 | SD40 | 4000 | 5000 |
| D32 | SD40 | 4000 | 5000 |

フレームの設計は、鉛直荷重と地震荷重が考慮されている。鉛直荷重に対する設計は学会RC規準（以下規準）[3]に従った。地震力に対する設計は指針に沿って行った。架構の降伏機構は図1に示すように各層梁端及び柱脚に降伏ヒンジを設定する梁降伏型の全体降伏形とした。

降伏機構設計では、設計用地震力は標準ベースシア係数を0.25とし、降伏機構形成時の部材の剛性は、略算的に梁では初期剛性の0.5倍、1階柱では0.7倍、2階以上の柱では1.0倍とした。線形応力解析による地震力の高さ方向の分布における重心位置での変形角は1/335となり、指針での推奨値1/300以下を満たした。降伏ヒンジ部の曲げ設計は指針に従い精算によった。梁及び1階柱脚ヒンジ部の設計用応力は鉛直荷重と地震荷重時の応力の和とし、応力再配分

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築専攻（正会員）
 *2 東京大学助教授 工学部建築学科、工博（正会員）
 *3 日本大学教授 総合科学研究所、工博（正会員）

を行って、余剰の耐力がなるべく少なくなるようにヒンジ部分の配筋を定めた。各断面の配筋を表3に示す。

降伏機構保証設計では、材料及びスラブ有効幅拡大による割増を考慮してヒンジ部の曲げ上限強度を算定し、静的非線形解析を行って降伏機構保証設計用応力を求めた。曲げ上限強度の算定は降伏機構設計における曲げ信頼強度の算定と同様に、主筋の上限強度算定用強度を用いて精算によった。静的非線形解析は部材モデルを材端ばねモデルとした平面骨組解析プログラム「DANDY」[4]を用いた。材

端ばねモデルの復元力特性には、武田モデルを使用した。ヒンジ部材の降伏耐力は曲げ上限強度とし、降伏点剛性低下率は主筋の降伏を考慮して菅野式[5]によって算定した。降伏後剛性は初期弾性剛性の0.0001倍とした。震度逆三角形分布の水平外力による静的非線形漸増载荷を行い、降伏機構形成時の応力を降伏機構保証設計用の応力とした。柱の設計用応力はこの結果に、動的増幅による割増率、地震力の2方向同時性による割増率を乗じたものとした。

3. 静的非線形解析

地震動による接合部に生じる応力の動的効果を調べる際に、動的な応力との比較として、静的非線形解析を行うことが必要になる。平面解析プログラム「DANDY」を用いて静的水平漸増载荷による非線形解析を行った。部材モデルは、材端ばねモデルで、復元力特性には、梁端ヒンジ部及び1階柱脚ヒンジ部ではひびわれ点及び降伏点を持つ Trilinear 型武田モデルとした。部材に生じる応力の最大値を確認するために、曲げ降伏強度は曲げ上限強度とした。降伏後剛性は梁では初期弾性剛性の0.0001倍、1階柱脚では初期弾性剛性の

0.01倍とした。非ヒンジ部材ではひび割れ点のみをもつ Bilinear 型とした。なお、解析時には、梁の鉛直荷重時応力を初期モーメントとして考慮した。震度逆三角形分布の水平外力を与えて、水平外力の重心位置における基礎からの相対変形角が約 $1/66\text{rad}$ (純ラーメン構造物の保証変形) 程度になるよう静的漸増解析を行った。部材端ヒンジに設定された上限強度は正モーメント時と負モーメント時では異なるから、ヒンジに生じる最大塑性率を外力の作用方向に対応して正負に分けて確認した。梁端モーメントの正負の判別は時計回りを正とした。

静的解析結果では、最大水平変位に達した時に、外柱 C1 と内柱 C2 につながる梁端ヒンジに生じる最大塑性率をそれぞれ図2(a)、(b)に示す。内柱 C2 の左右に接合する梁端部を各々”左梁端”、”右梁端”と呼ぶ。低層部にある梁の塑性率は高層部より大きかった。スラブ有効協力

表3 配筋リスト

| 階数 | 柱 | 梁 | | | |
|----|--------|--------|-------|-------|-------|
| | | 外端上端 | 外端下端 | 内端上端 | 内端下端 |
| R | | 4-D25 | 3-D25 | 4-D25 | 3-D25 |
| 12 | 28-D29 | | '' | 4-D25 | 4-D25 |
| 11 | '' | 5-D29 | 3-D29 | 5-D29 | 5-D29 |
| 10 | 28-D32 | 5-D29 | 4-D29 | 6-D29 | 5-D29 |
| 9 | '' | 6-D32 | 5-D32 | 7-D32 | 6-D32 |
| 8 | 32-D32 | | '' | | '' |
| 7 | '' | | '' | 8-D32 | 7-D32 |
| 6 | '' | 9-D32 | 7-D32 | 9-D32 | 7-D32 |
| 5 | 36-D32 | | '' | 9-D32 | 8-D32 |
| 4 | '' | | '' | | '' |
| 3 | '' | | '' | | '' |
| 2 | '' | | '' | 9-D32 | 7-D32 |
| 1 | 柱頭 | | | | |
| | 柱脚 | 20-D32 | | | |

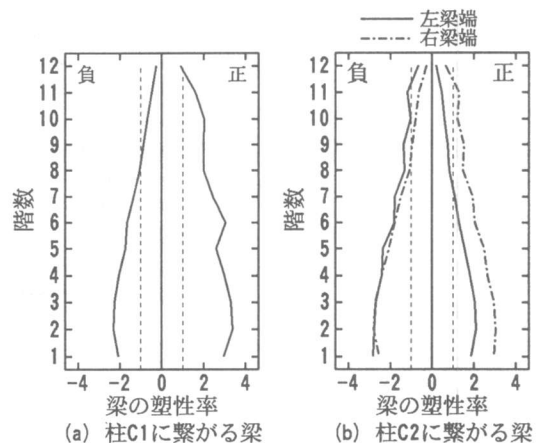


図2 静的解析による梁の最大塑性率 (正：梁端Mは時計回り)

幅の作用のため、梁上端引張時の曲げ降伏強度が下端引張時より大きいので、梁上端引張時の塑性率が小さくなる傾向があった。最大水平変位に達した時に、外柱 C1と内柱 C2の間における各層の梁には、正方向に対して梁の左端ヒンジ（最上層を除き）が降伏し、右端ヒンジが8階以上で降伏しなかった。負方向に対しては、逆の結果が得られた。

4. 弾塑性地震応答解析

大地震による柱梁接合部の入力せん断力 V_j 、及び柱せん断力 V_c の動的効果に関して検討するために、地震動に対する弾塑性地震応答解析を行った。地震応答解析には部材モデル、復元力モデルなどは静的非線形解析と全く同様に設定した。なお、履歴モデルの除荷時剛性低下指数 α は 0.4 とした。ヒンジ部には上限強度を設定しており、構造物は地震動に対して降伏しにくくなることが予想されるため、梁上限強度に達するよう大地震動として地動最大速度で 100Kine(cm/sec) 程度の地震動を使用し解析した。

使用した地震波は El Centro NS 地震波 (1940年)、Tohoku Univ NS 地震波 (1978年) の 2 種類で、それぞれ地動最大速度が 100 Kine となるよう補正した。解析に用いる地震動の大きさと応答継続時間などを表 4 に示す。建物の 1 次弾性固有周期は 0.926秒である。

応答計算は平面骨組地震応答解析プログラム「DANDY」を用いて行った。柱の軸方向の変形は無視した。数値積分法は Wilson' θ 法 ($\theta=1.4$) による。減衰は瞬間剛性比例型減衰とし、減衰定数を弾性時の 1 次モードに対して 0.05 とした。

解析結果では、地震動の正負方向への入力を考慮して、El Centro NS 地震波及び Tohoku Univ NS 地震波に対する外柱 C1 と内柱 C2 につながる梁端ヒンジに生じる最大塑性率をそれぞれ図 3 及び図 4 の (a)、(b) に示す。El Centro NS 地震波に対しては、外柱 C1 につながる梁端（最上層を除き）は下端引張の場合のみに約 1.0 程度の塑性率で降伏したが、他の場合には梁ヒンジがほとんど生じなかった。Tohoku Univ NS 地震波に対しては、大部分の梁が降伏したが、低層部の

表 4 入力地震動

| 地震名 | 卓越周期 sec | 倍率 | 最大速度 cm/s | 最大加速度 cm/s ² | 継続時間 sec |
|----------------|-------------|------|--------------|----------------------------|-------------|
| El Centro NS | 0.50 | 2.60 | 100 | 888 | 0-8.0 |
| Tohoku Univ NS | 0.95 | 2.60 | 100 | 676 | 0-13.0 |

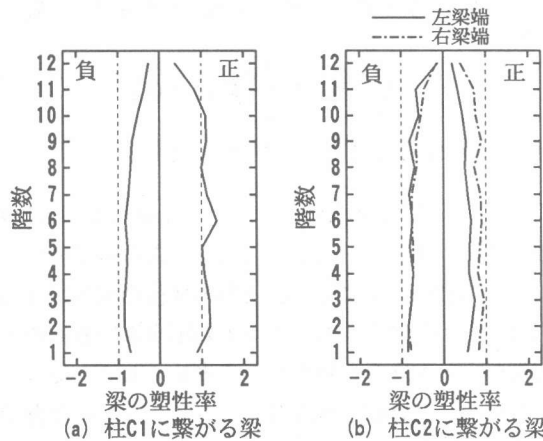


図 3 El Centro NS地震動の時に梁の最大塑性率 (正：梁端Mは時計回り)

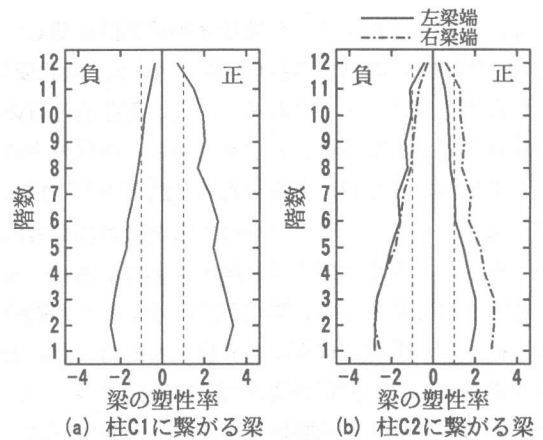


図 4 Tohoku Univ NS地震動の時に梁の最大塑性率 (正：梁端Mは時計回り)

梁の塑性率が上層部より大きくなり、最大塑性率が約 3.0 程度になった。また、外柱 C1 と内柱 C2 の間における 1 階から 8 階までの各層の梁には、正負方向に対しても両端で同時に降伏し、9 階以上では一端のみで降伏した。前述の二つの地震動に対する応答結果を比べ、本建物は Tohoku Univ NS 地震波時の応答が大きい。

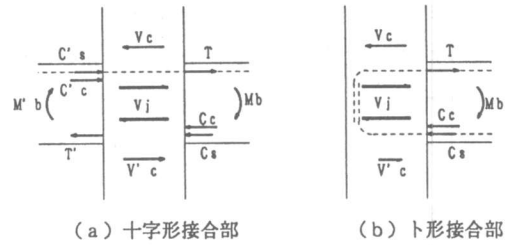


図5 接合部のせん断力

5. 柱梁接合部に入力するせん断力 V_j に関する検討

指針による梁降伏型柱梁接合部の設計用せん断力 V_j は、以下の基本式で表される(図5 参照)。

$$V_j = T + C'_s + C'_c - V_c = T + T' - V_c \quad (1)$$

$$V_c = 2 \cdot \left(\frac{l_b}{L} \cdot M_b + \frac{l'_b}{L'} \cdot M'_b \right) / (l_c + l'_c) \quad (2)$$

$$T = M_b / 0.9d, \quad T' = M'_b / 0.9d \quad (3)$$

ここで、 T, T' : 接合部面における上端引張力と反対面における下端引張力、 M_b, M'_b : 左右の梁端上限曲げモーメント、 l_b, l'_b : 左右の梁のスパン長さ、 L, L' : 左右の梁内法長さ、 l_c, l'_c : 上下の柱の長さである。ト形外柱接合部では $C'_s + C'_c = T' = 0$ とする。 V_c は柱せん断力で、上下柱の平均モーメント勾配を用いるものとし、左右の梁ヒンジが上限強度に達した時の梁端モーメントとの釣合いから求められる。従って、最上階では、 $V_c = 0$ として求まる V_j を用いれば接合部は安全側の設計になる。 d : 梁の有効せいである。スラブ付のため、梁下端引張時に梁の有効せいが $0.9d$ より更に大きくなることもある。しかし、有効せいの増大することによる影響があまり大きくならないと考えると、ここでは梁上端引張あるいは梁下端引張に拘らず、有効せいとして $0.9d$ と仮定した。

まず、柱せん断力 V_c に及ぼす動的効果に関して検討する。「指針」に示されるよう柱せん断力 V_c (V_c と呼ぶ) の算定は、梁ヒンジが上限強度に達し、柱部材のモーメント反曲点が部材中央部と想定されて求められる。一方、反曲点位置の移動を考慮して、接合部の受ける力から直接に柱せん断力を算定することができる。作用外力の変動のため接合部における上下柱せん断力は等しくない。そこで、簡単のため接合部の上下柱せん断力の値を平均し、その平均値の最大値を柱せん断力とした。梁ヒンジの上限強度は正負方向では異なるから、左右何れの水平力の方向に対しても最も大きな応力を確認する必要がある。また、本設計では梁端ヒンジの降伏後剛性が低く設定されているので、梁端が降伏すると、梁端モーメントはあまり変わらず、ほぼ一定値となる。従って、①静的解析による柱せん断力 ($_sV_c$ と呼ぶ) の算定には、部材の反曲点移動の影響を考慮しており、梁が降伏状態になる時に $_sV_c$ と V_c が一致しない場合は、柱の反曲点移動のためと考える。②動的解析による柱せん断力 ($_dV_c$ と呼ぶ) の算定には、静的解析と同様に部材の反曲点移動の影響が考慮され、 $_dV_c$ と $_sV_c$ が一致しない場合、建物の高次モードによる動的効果のためと考える。以上の二つの考えに従って解析結果を分析する。

外柱 C1 と内柱 C2 における各層の接合部について、静的解析及び動的解析により求めた柱せん断力 $_sV_c$ および $_dV_c$ の V_c に対する比を、正負別に 図6 に示す。

外柱 C1 のせん断力に関して、静的解析では正方向で最上階を除いて全ての層の梁と、負方向で8階以下各層の梁が降伏したが、それらの層の sV_c と V_c とは一致しなかった。それにより柱部材の反曲点移動の影響が見られたと言える。一方、負方向で8階以上の各層では、梁が降伏せず、 sV_c は V_c より小さくなった。動的解析では、正方向では、地震動によらず各層の梁（最上階を除き）が降伏し、 dV_c は V_c より大きくなり、特に高層部及び低層部で dV_c の増大が顕著になった。負方向では、El Centro NS 波の場合の各層の梁と、Tohoku Univ NS 波の場合の9階以上各層の梁が降伏せず、 dV_c は V_c より小さくなり、Tohoku Univ NS波の場合の9階以下各層の梁が降伏し、 dV_c は V_c より低層部で大きくなった。

また、外柱 C1 における接合部の dV_c と sV_c との比較を図7に示す。動的効果の影響については、正方向で何れの地震動に対しても dV_c の方が大きくなる。特に、動的効果の割増しが上層部で顕著に大きくなり、10階以下では最大割増し率が1.25程度になった。負方向ではTohoku Univ. NS地震波の場合の dV_c と sV_c とはほぼ同じであり、動的効果の割増しは小さかった。

内柱 C2 のせん断力 V_c に関して、静的解析では、接合部面における左右梁端は正方向で7階以下、負方向で9階以下で同時に降伏したが、それらの層の sV_c は V_c とほぼ同じであった。左右梁端が同時に降伏しない場合は、 sV_c は V_c より小さくなった。

動的解析では、El Centro NS 波の場合、正負方向で梁は降伏せず、 dV_c は V_c より小さくなった。Tohoku Univ. NS 波の場合、接合部の左右梁端に生じた最大塑性率の分布が静的解析における塑性率の分布とほぼ同じで、両方の柱せん断力もほぼ同程度であった。従って、動的効果は殆ど見られなかった。

次に、接合部に入力するせん断力 V_j に及ぼす動的効果について検討する。接合部に入力するせん断力 V_j (V_j と呼ぶ) が指針に従って式(1)~式(3)で求められる。一方、式(1)と式(3)を用いて、静的解析と動的解析による接合部の入力せん断力を算定することができる。柱せん断力は前述の算定方法で決まるものとした。外柱 C1 と内柱 C2 における各層の接合部について、静的解析及び地震応答解析より求めた接合部の入力せん断力(それぞれ sV_j 、 dV_j と呼ぶ)の V_j に対する比を、正負別に図8に示す。外柱 C1 におけるト形接合部では、正方向で高次モードによる動的効果のため上層部で dV_j は sV_j より小さくなった。10階以下では柱せん断力の動的効果の最大割増し率が1.25程度で、また、図9に示すように柱せん断力の梁主筋引張力 $T+T'$ に占める割合は3割程度であることから、 dV_j と sV_j とはほぼ同じとなった。内柱 C2 において

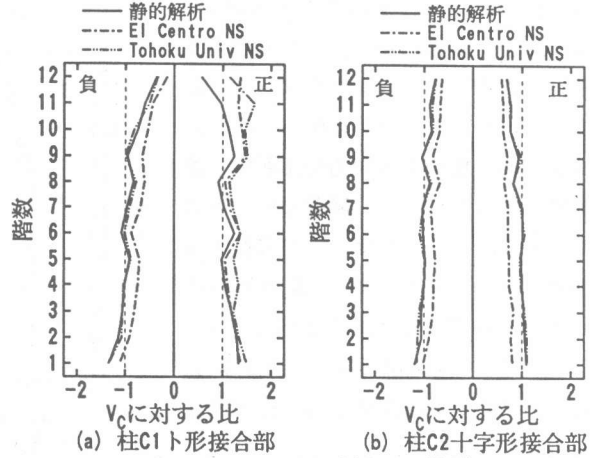


図6 最大柱せん断力 V_c の比較
(正：梁端Mは時計回り)

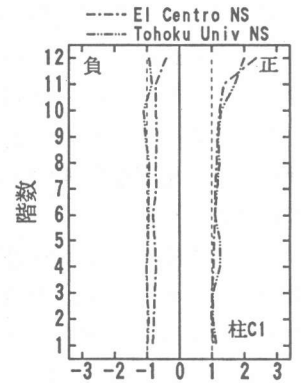


図7 dV_c と sV_c の比
(正：梁端Mは時計回り)

は、El Centro NS波の時に梁が降伏しなかったため接合部の入力せん断力は静的解析の sV_j より小さくなった。Tohoku Univ. NS 波の時に梁が降伏した場合でも、接合部の入力せん断力と静的解析の sV_j の間に、顕著な相違はなかった。図8を見れば、梁が降伏するかどうかにかかわらず、 sV_j 、 vV_j は指針による V_j 以下となったことがわかった。これより、接合部に入力するせん断力に関して、動的効果の影響が殆ど見られなかった。

6. まとめ

試設計12階RC造純ラーメン高層建物を対象に、二つの地震動に対する応答解析を行い、柱せん断力 V_c と接合部に入力するせん断力 V_j に及ぼす動的効果の影響を調べた結果から、以下のことがわかった。

(1) 高次モードによる動的効果の影響は、柱せん断力 V_c については外柱で影響が大きく、内柱では影響が少ない。しかし、接合部に入力するせん断力 V_j としては、どちらの場合も影響は小さい。

(2) 接合部の入力せん断力は、応答解析の動的効果による柱せん断力が増加する傾向のため、動的効果を考慮しない場合に対して小さくなる。従って、指針に示される接合部の入力せん断力の算定式は動的効果により更に安全側評価となる。

【参考文献】

- [1] 日本建築学会；「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」、1990年。
 [2] 田才 晃、他；「終局型耐震設計法によるRC骨組の2方向地震力に対する挙動」、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、1989年、pp.199-204。[3] 日本建築学会；「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、1990年。[4] 壁谷沢寿海、他；「一日米共同研究-鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究(その3) 擬似動的解析」、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、1982年、pp.1161-1168。[5] 菅野俊介；「鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究」、コンクリートジャーナル、Vol.11、No2、1973年、pp.1-9。

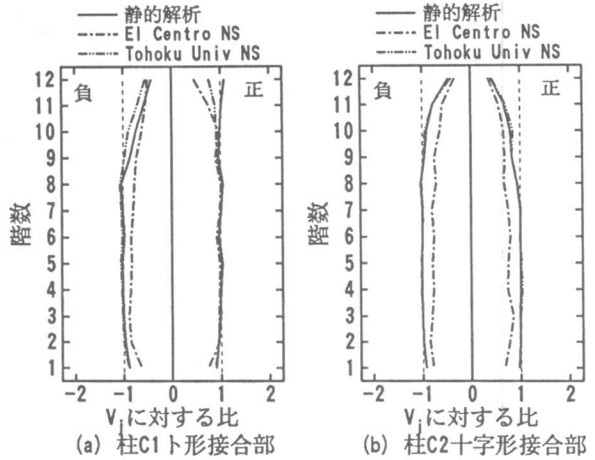


図8 接合部の最大入力せん断力 V_j の比較
(正：梁端Mは時計回り)

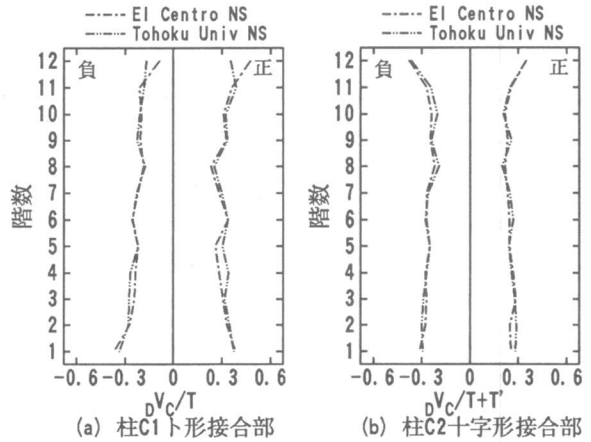


図9 柱せん断力と梁主筋引張力との比
(正：梁端Mは時計回り)