

多方向入力を受ける RC 棒部材断面の損傷指標

土屋智史¹・前川宏一²

¹正会員 博(工) (株)コムスエンジニアリング (〒113-0031 東京都文京区根津二丁目 20-1-701)

²正会員 工博 東京大学大学院 工学系研究科 教授 (〒113-8656 東京都文京区本郷七丁目 3-1)

ファイバーモデルによるRC棒部材の多軸曲げ解析結果を基に、耐震性能判定の際の評価指標を提案する。コンクリートの応力ひずみ関係に弾塑性破壊型構成則を用いる事により、断面各所の弾性剛性残存率が算定される。これを断面内で平均化したものを断面損傷度の評価指標とすることで、RC棒部材の降伏荷重保持点を判定することができることを示した。本論文で提案する指標は、一方向繰り返し入力のみならず多方向地震入力に対しても有効であるとともに、横補強鉄筋による拘束効果が現れる部材に対しても適用可能であることを示した。

Key Words: RC beam/column members, damage index, FE nonlinear analysis

1. 序論

材料の力学モデルによる動的非線形応答解析を用いると、構造物の変位や断面力等の応答値のみならず、各部位の応力やひずみ値(経験最大値)を得る事ができる。これらは材料の損傷度を定量的に把握する上で有力な情報であり、部材の力学モデルに立脚した非線形解析では得ることが難しい応答算定値である。本来、応力やひずみの履歴を用いることで、より詳細な耐震性能の判定が可能となる。例えば、三次元非線形解析に基づく LNG 地下タンクの耐震性能設計¹⁾では、構成要素に発生する主圧縮ひずみの最大値が一軸圧縮強度に対応するひずみの2倍に至る時をもって、耐震性能2の限界状態とし得る。これを越えると、面内せん断力を受け持つ要素のコンクリートに非回復の損傷が広範囲に残留し²⁾、地震後の復旧に支障をきたすためである。

RC 棒部材に対しても構成材料のひずみ応答値を得ることができるものの、LNG タンクのように最大ひずみ値を限界状態の判定に用いたとすると、以下の問題点が生ずる。

① 棒部材ではひずみ勾配がシェル構造に比較して極めて大きく、最大ひずみは極めて小さな体積の部位に集中するため、部材レベルの損傷度に必ずしも対応しない。一方、シェル構造の場合は、ひずみ勾配が小さく、損傷も広範囲に及ぶため、すべての構

成要素に発生するひずみの最大値によって、おおよそ構造全体の損傷を代表させることが可能である。

② 棒部材では一般に、ひずみの積分値である部材の変位と比較して、局所のひずみ値は、要素分割の詳細に影響を受けやすい。特に断面方向の要素分割の影響が大きいが、最大耐力以降の軟化領域では部材方向の要素分割の影響も顕著となる。一方、シェル構造物では、ひずみ勾配が緩慢なために、局所ひずみの応答値は、要素分割の大小にあまり影響を受けない。

これまで RC 柱部材に対しては、ひずみの積分値である頂部の応答変位が、部材損傷の評価指標としても用いられて来た³⁾。これは前述の背景から鑑みても、当を得た判断であったと言える。

しかし、棒部材が三次元地震入力によって二軸曲げを受けて複雑に応答する場合や、軸力が圧縮-引張領域にわたって大きく変動する場合等では、一方方向荷重の部材実験から得られた変位の限界状態をそのまま適用するのは早計である。入力と応答を一方方向に限定しても、交番荷重履歴と片側だけの繰り返し荷重とでは、最大応答変位のみで損傷の程度を評価できないことを鑑みても当然である。また、中間梁を有するラーメン構造物のように、複数の棒部材から構成される構造物の場合には、地震中の各部材の応答変位を算定するのは不便でもある。

本研究は、以上の背景のもと、従来の棒部材変位

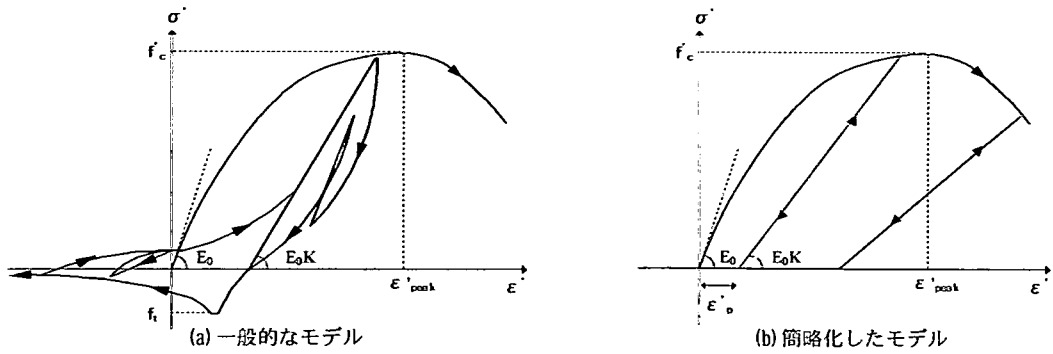


図-1 ファイバーモデルに用いるコンクリートの材料力学モデルと弾性剛性残存率

による限界状態と等価で、しかも適用範囲を三次元に拡張した。力学的な損傷度合いに相当する新たな判定指標を検討するものである。これを荷重条件や拘束効果等に対して高い適用性を有する材料の力学モデルに応用することで、損傷度に関する限界状態の判定基準を一般化することを目的としている。ここでは、曲げ変形の卓越する RC 柱部材が最大耐力を越え、降伏荷重程度まで耐力低下した損傷状態を対象としている。一般に、この部材の損傷状態は、柱部材で構成される構造物の耐震性能 2 の限界状態として対応付けられている³⁾。

2. コンクリートの弾性剛性残存率と断面損傷指数

(1) 解析モデル

本論文で検討する解析モデルは、部材軸方向に一次元応力状態を仮定し、断面内の軸方向変形に対して平面保持の仮定を用いるファイバーモデルである。断面を微小セルに分割し、それぞれのセルを構成するコンクリートおよび鉄筋に材料の力学モデルを適用する⁴⁾。本研究では、コンクリートに対して弾塑性破壊型構成式⁵⁾を、鉄筋の履歴モデルに対しては加藤モデル⁶⁾を採用している。

コンクリートモデルは、図-1 (a) に示す圧縮・引張・ひび割れ再接触、および履歴減衰を考慮した一般モデルを採用しているが、(b) に示す簡略モデルを用いた場合にも応答解析結果の変化は数%程度の範囲内にあることを確認している。鉄筋の座屈(主筋の横方向へのはらみ出し)後の平均応力-平均ひずみ関係には、Pinto らのモデル⁷⁾に立脚した Dhakal らのモデル化⁸⁾を適用した。5章で詳述するように、既往の研究を基に断面平均的に横拘束筋の影響を取り入れた解析も実施した。

これら解析および材料モデルの詳細、および、そ

の適用性については、参考文献^{4),8),9)}などを参照されたい。ここでは、横拘束筋量の違いによるせん断変形の差は考慮していない。しかし、鉄筋の座屈挙動やコンクリートに対する拘束効果を材料モデルで考慮することで、横拘束筋配置方法による曲げの応答挙動の変化等を間接的に表現することができる。最大耐力以降の挙動を対象とする場合、コンクリートの圧縮軟化挙動と拘束効果、および、かぶりコンクリートの剥落と主鉄筋の座屈に対する配慮も必要となる。一般に、コンクリートの圧縮軟化とかぶりの剥落・主鉄筋の座屈を解析で考慮しないことは、部材の変形に対して危険側の評価となり、拘束効果を考慮しないことは安全側の評価となる。

本論文では、部材変形と断面損傷度の関係を明確にする目的から、フーチングからの鉄筋の抜け出し効果を本解析では無視した。

(2) 断面損傷指数

本研究では、ファイバーモデルから得られる応答値の中で、セルごとに求められるコンクリートの弾性剛性残存率に着目する。弾性剛性残存率は一般的な三次元応力状態で厳密に定義され、材料力学的には、せん断弾性ひずみエネルギーの保存能力の低下率を表すものである¹⁰⁾。無損傷の初期状態で 1、完全に材料がせん断崩壊したときに 0 となる状態量であり、これを耐震性能評価に際して、コンクリートの損傷レベルの指標として用いることを考える。式(1)~(3)に、普通強度コンクリートを対象とした弾塑性破壊型構成式および一軸応力下の弾性剛性残存率の構成式⁵⁾を示す。

$$\sigma' = E_0 K \{ \varepsilon' - \varepsilon'_p \} \quad (1)$$

$$K = \exp[-0.73 \varepsilon'_{\max} \{ 1 - \exp(-1.25 \varepsilon'_{\max}) \}] \quad (2)$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{\max} - 20 \{ 1 - \exp(-0.35 \varepsilon'_{\max}) \} / 7 \quad (3)$$

ここに、 K ；弾性剛性残存率、 ε' ；軸ひずみを ε'_{peak} (=圧縮強度に対応するひずみ) で除した正規化ひずみ、 ε'_p ； ε'_{peak} で正規化した塑性ひずみ、 ε'_{max} ；過去に受けた正規化ひずみの最大値、 σ' ；一軸圧縮強度で正規化した圧縮応力、 E_0 ；初期剛性に対応する定数で 2.0.

1章の①、②を勘案して、断面内に異なる弾性剛性残存率 $K(x, y)$ を平均化した指標を検討してみたい。損傷指標を規定する際、無損傷を 0、材料の完全崩壊を 1 とするのが性能照査上便利であるため、 $\{1-K(x, y)\}$ を局所の損傷指標とし、これを構成断面にわたって平均化したものを断面損傷指標 \bar{F} とする(式(4)).

$$\bar{F} = 1 - \bar{K} \equiv \frac{1}{A_c} \int (1-K) dA \approx 1 - \frac{\sum K \cdot \Delta A}{A_c} \quad (4)$$

ここに、 \bar{F} ；断面損傷指数、 \bar{K} ；平均弾性剛性残存率、 K ；セルごとの局所弾性剛性残存率、 A_c ；コンクリート断面積。

部材断面ごとに損傷指数を検討し、その最大値によって限界状態を判定しようとするものである。この損傷指標は、部材軸方向に有限長区間の材料情報を代表するものである。図-2に、断面内の弾性剛性残存率の分布と断面平均指標の関係を模式的に示した。

力学的には、当該断面のコンクリートが保有する、弾性ひずみエネルギー吸収能力の劣化を正規化したものである⁹⁾。したがって、この指標の中には、塑性成分は含まれていない。塑性変形は剛性を保持したまま、材料組織内に発生するズレを代表する。地震被害後の補修補強を考慮すると、局所的な損傷に関してより直接的な情報を活用するのが望ましく、塑性変形を含まない指標が適切と考えられる。圧縮塑性の影響は、頂部の沈下等の部材変位として反映されるので、断面内の塑性変形成分は構造物や部材の応答変位を通じて考慮されることとなる。

3. 一方向载荷に対する部材変位と損傷指数の関係

図-3.1～図-3.3に、道路および鉄道橋梁に使用される代表的な諸元を有する橋脚を想定した RC 柱の静的一方向正負交番繰返し解析の結果を示す。図中には、最大モーメント断面に相当する要素の断面損傷指数 \bar{F} 、および鉄筋に発生している引張力の合力位置の鉄筋が降伏するときの荷重と定義される柱部材の降伏荷重値³⁾も併記してある。損傷指数が、

0.385(=0.500/1.3)、0.417(=0.500/1.2)、0.500 に至った点を図示した。1.3、1.2 で除した値を採用したのは、応答値に対する安全余裕度を判断し、部分安全係数を設定するための一助となるよう勘案したものである。図-4.1～図-4.3に示す対象柱の断面諸元は、既往の文献^{11),12),13)}を参考にして定めた。平均軸圧縮応力は、おおよそ 1.0 N/mm² である。図-3.1では、比較検討のために、単調载荷による結果も合わせて示した。なお、荷重-変位関係の包絡線に軟化現象が表れているのは、圧縮縁コンクリートがひずみ軟化域に入ること、鉄筋の座屈を考慮していることにより、断面中立軸が図心方向にシフトするためである。

要素分割では、最大モーメント領域の要素長を 200 mm とした。これは、コンクリートの応力-ひずみ関係⁹⁾が 200 mm 長の試験体の実験から導出されたものであること、および軟化領域での圧縮変形が集中する領域がおおよそシリンダー圧縮試験体寸法に近い^{14),15)}などことを勘案してのものである。なお、要素長を 100～300 mm の間で変化させても、耐力軟化が著しくなるまでは、復元力特性にほとんど差はみられないことを事前解析により確認している。最大モーメント断面での応答値 \bar{F} に及ぼす影響は、十数%程度であった。また、断面方向の要素分割は、図-4.1～図-4.3に併記した。

解析結果より、3つの柱部材において、最大耐力を幾分越えて軟化領域に至った点が、断面損傷指数 $\bar{F}=0.500$ ($\therefore \bar{K}=0.500$) に、ほぼ対応していることが分かる。この時、平均弾性剛性残存率 \bar{K} は、最大耐力以降 0.600 の近辺から急激に減少していくことを確認している。正負交番载荷と単調载荷によって、損傷指数が 0.500 に達する変位が異なっており、提案する指標は载荷履歴により異なる損傷状況を反映している(図-3.1)。損傷指数は、除荷再载荷時にはそれ程変化せず、処女载荷時に大きく増加している。これは、既往の载荷経路を辿る場合には、断面を構成するコンクリートにおいて弾性ひずみエネルギーの保持能力が低下していないことを意味している。

図-4.1の橋脚に対して、上載重量のみを4倍に高めた時の応答変位と損傷指数との関係を検討してみたものが、図-5である。高軸力を作用させると水平方向の靱性は低下する。その場合でも、最大耐力を越えて復元力が低下に転ずる点は、損傷指数 0.500 にほぼ対応していることが分かる。平均弾性剛性残存率から求まる損傷指数は、軸力レベルの違いによって変化する部材の降伏荷重を保持する終局変位に、ほぼ対応している。高軸力を受ける場合には、

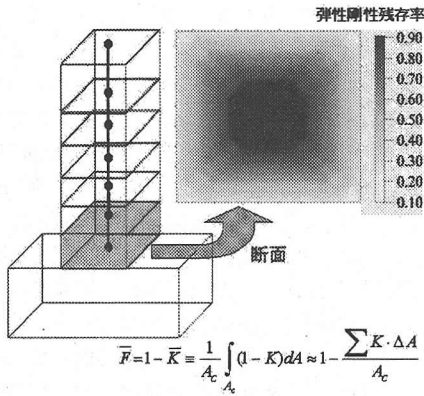


図-2 断面内の弾性剛性残存率 K の分布と断面損傷指数 \bar{F}

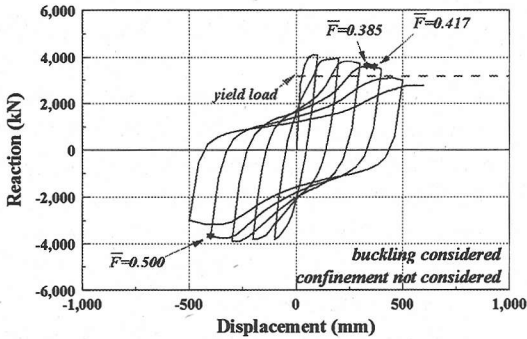


図-3.2 道路橋脚(240×240 cm 正方形断面)を想定した柱部材の応答と断面損傷指数

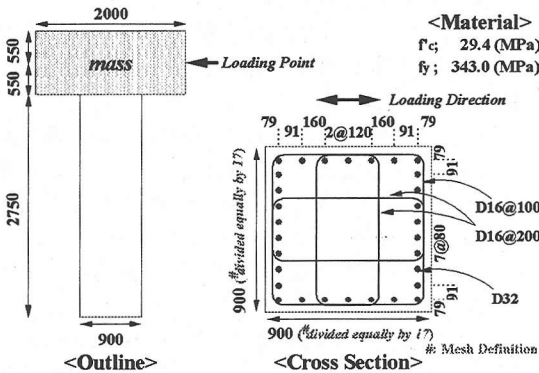


図-4.1 鉄道橋脚想定柱の断面諸元¹¹⁾

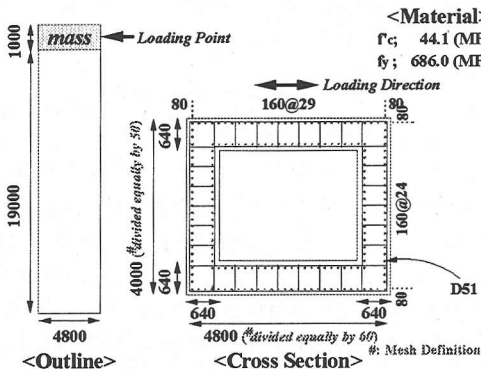


図-4.3 中空箱型断面橋脚想定柱の断面諸元¹³⁾

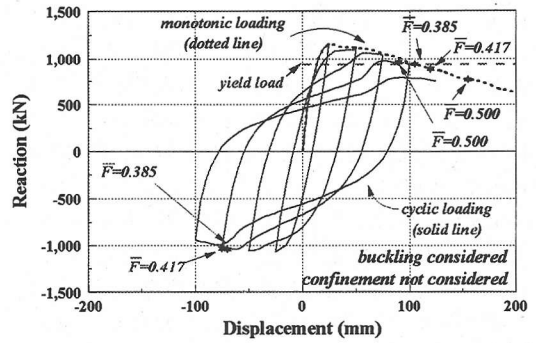


図-3.1 鉄道橋脚(90×90 cm 正方形断面)を想定した柱部材の応答と断面損傷指数

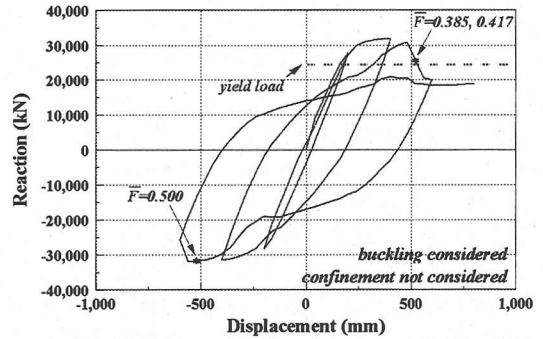


図-3.3 中空箱型断面橋脚(400×480 cm 長方形断面)を想定した柱部材の応答と断面損傷指数

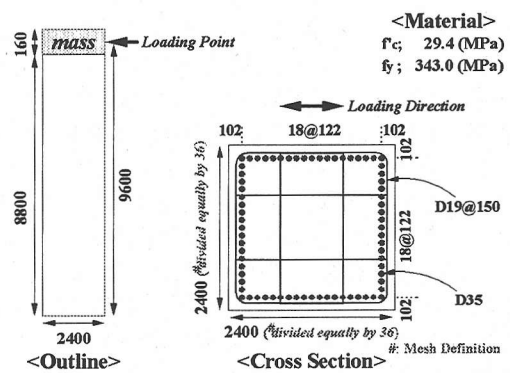


図-4.2 道路橋脚想定柱の断面諸元¹²⁾

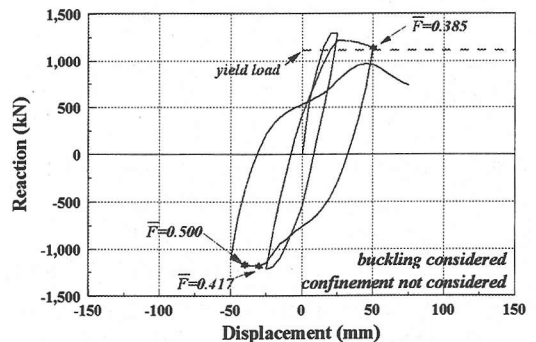


図-5 軸力レベルを変化させた柱部材の応答と断面損傷指数

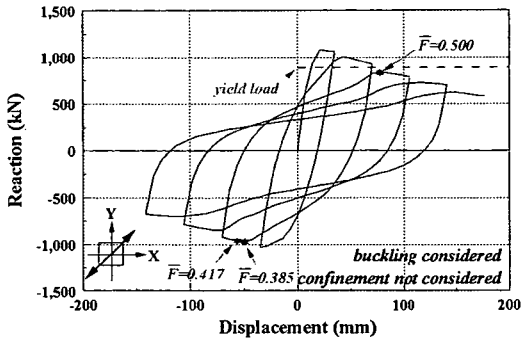


図-6.1 45度方向斜め荷重を受ける柱部材の変位応答と損傷指数

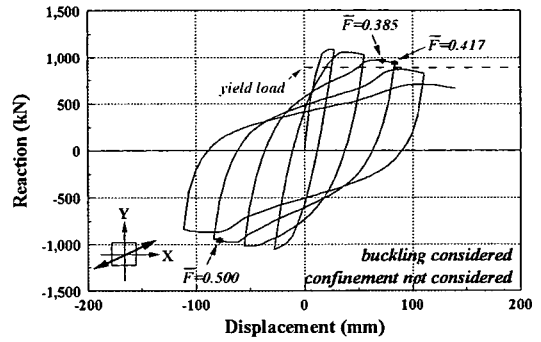


図-6.2 22.5度方向斜め荷重を受ける柱部材の変位応答と損傷指数

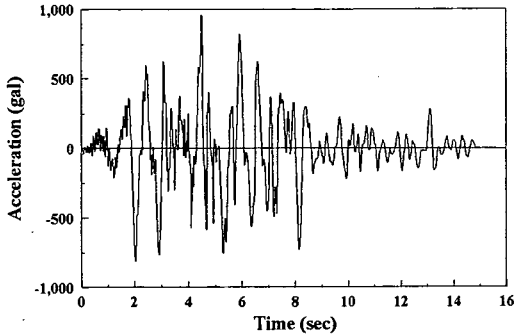


図-7.1 三方向入力地震波形(X方向)

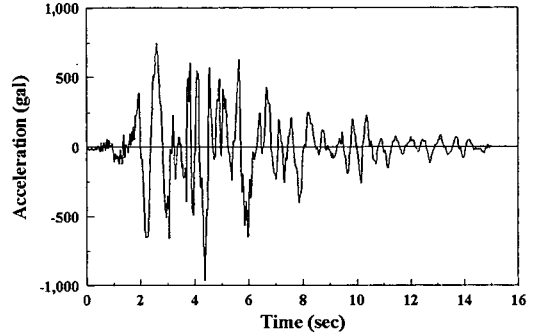


図-7.2 三方向入力地震波形(Y方向)

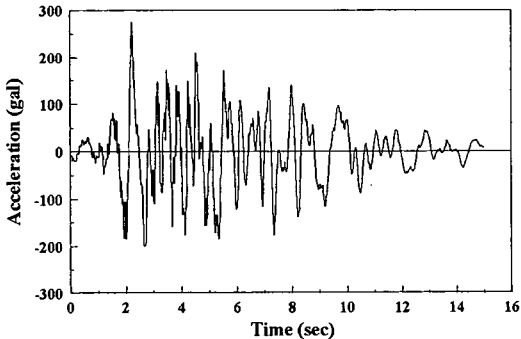


図-7.3 三方向入力地震波形(Z方向)

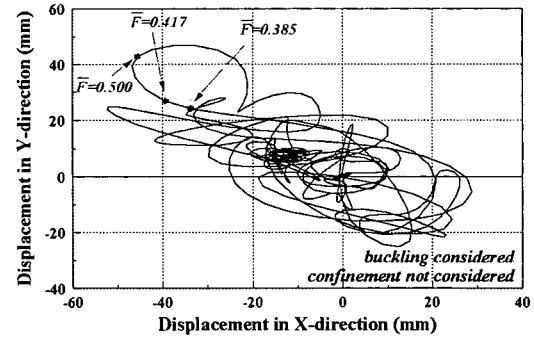


図-8 多方向動的荷重を受ける柱部材の応答と損傷指数

横補強鉄筋によるコアコンクリートの拘束効果が算定値に及ばず効果は大きい、図-5の解析では横補強鉄筋による拘束効果を考慮していないので、実際よりもかなり変形能を小さく見積もっているものと思われる。拘束効果に関する指標の適合性については、後章で検討する。

なお、本解析モデルでは、かぶりコンクリートの剥落開始判定に関して検証が不十分であり、軸力が作用しないRC柱を想定すると予測精度が幾分低下することも想定される。しかし、軸力作用下では、その影響は相対的に小さくなるので、本研究の目的には、特に問題となることではないと考えている。

4. 多軸荷重に対する損傷指数の一般性

任意の多軸荷重履歴に対しても、力学的な一般性が保たれることが、断面損傷指標の特徴の一つであり、変位で限界状態を設定する方法とは異なる点でもある。図-4.1の柱に対して、45度と22.5度方向の斜め水平力を作用させた解析を行い、部材の変位応答と損傷指標との関連について検討を加えてみた。図-6.1、図-6.2に解析結果を示す。

いずれの荷重方向に対しても、損傷指数が0.500となる点が、ほぼ水平耐力点を越えて、降伏荷重保持点に到達した状態に相当しているとしてよい。最

大ひずみで比較してみると、斜め加力の時には部材の隅角部に最大ひずみが発生する。しかも、その値は部材断面の辺にそった方向の最大ひずみよりも、突出して大きくなる。この場合、最大ひずみを限界状態の指標とすると、部材の保有する性能を適切に評価することが困難となることが分かる。非常に大きいひずみが発生し、局所的に部材の一角に損傷の大きな部位が発生しても、その領域が全体の断面に比較して小さいのであれば、断面損傷に及ぼす影響は少ない。最外縁の圧縮ひずみだけで耐震性能2を判定することは、困難であると言える。なお、入力方向を変えても最大耐力がほぼ等しくなっているのは、断面に対して直交二方向の主筋量が異なるためである。

図-4.1のRC柱に対して、直交三方向に動的荷重(図-7の人工地震波)を作用させた解析結果を図-8に示す。四辺が全て曲げ圧縮力を受けることとなり、コンクリートの損傷範囲も四面にわたる。この場合、一方向のみの応答からあらかじめ求められた限界変位を適用するのは一般に困難である。実際、一方向静的正負交番荷重から求まる限界変位($\bar{F}=0.500$ の時の変位)は90 mmであるのに対し(図-3.1)、多方向動的荷重下では、X方向45.5 mm、Y方向43.0 mmの時に、損傷指数が0.500に達している。

5. 横補強鉄筋による拘束効果に対する損傷指標の一般性

横補強鉄筋を配置することによって、コアコンクリートの軸方向に対する応力-ひずみ関係が変化する。一般にコンクリートの変形能が向上し、拘束レベルに応じてコンクリート強度も上昇が見込め、部材の変形能も同時に改善される。この挙動は、三次元材料レベルの力学モデル(構成則)に基づく非線形三次元解析で求めることが可能となりつつある^{16),17)}。ファイバーモデルによっても、軸方向のコンクリートの応力-ひずみ関係を、横方向の拘束鉄筋の配置と量に応じて部位ごとに変化させることで、間接的にこの効果を表現することが可能である。

三次元構成則に関する研究によれば、拘束効果は弾性剛性残存率の進展則で考慮すれば良いことが実験的に示されている¹⁷⁾(図-9)。すなわち、拘束効果による見かけの強度増加と靱性改善は、弾性剛性残存率の低下が押さえられる事によってもたらされた結果であって、塑性変形の進展則が拘束効果によって影響を受けたものではない、とするものである。そこで、一次元応力-ひずみ関係に用いる弾

性剛性残存率の進展則を変化させて、拘束効果を表し、それによってもたらされる部材の変位能の改善と、断面損傷指標との関係を検討する。

拘束効果をコアコンクリート部で一律に変化させた場合の部材頂部の荷重-変位関係と、それに対応する断面損傷指数を図-10.1~図-10.5に示す。拘束効果の影響を明確にするために、図-4.1、図-4.2に示したRC柱を解析対象とした。(図-4.3に示した中空箱型断面柱は、断面諸元を考慮して拘束効果の検討から除外した。)なお、図-10.1~図-10.5における破線は、拘束効果を考慮しない解析結果(図-3、図-5、図-6と同じ)を表している。ここで、弾性剛性残存率の横拘束力に伴う変化は、Irawan および Pallewatta らの研究^{16),17)}を参考にして、図-9のように表現した。ここで、Irawan および Pallewatta らの研究^{16),17)}は中心軸圧縮荷重を対象としており、曲げが主体となる本検討とは条件が異なる。しかし、横補強鉄筋の定着が十分であり、高塑性域において全降伏する場合には、図-9の仮定は曲げ圧縮部のコンクリートの拘束効果に近いことも示されている。ここでは、想定した横拘束筋の配置と強度に応じて、図-4.1の中規模断面柱に対して3.7 N/mm²、図-4.2の大規模断面柱に対して1.8 N/mm²の一律な横拘束応力を設定することとした。

図-10.1~図-10.5より、拘束効果によって弾性剛性残存率のひずみ値の増加に伴う進展を押さえる事で、部材の曲げ変形能が向上し、靱性の向上が明確に認められる。同時に断面損傷指数の進展も押さえられる。この場合、最大耐力近傍から幾分、水平耐力が低下した変位点が、損傷指標の限界値0.500に対応していることが分かる。拘束効果に伴って曲げ靱性の向上がもたらされる部材の応答解析に対しても、耐震性能2の判定には、断面を構成するコンクリートの損傷指数で統一的に評価できることが分かる。任意の横補強鉄筋による配筋に対応する弾性剛性残存率は、最大耐力までは三次元非線形解析で求めることが可能であるが、最大耐力以後については、拘束応力下での圧縮軟化挙動を含めて、今後の研究を待ちたい^{14),15)}など。

6. 感度解析と安全余裕度の検討

(1) 静的載荷に対する検討

これまでの解析的検討は、主鉄筋の横方向のはらみ出しを考慮⁸⁾したものである。一般に、主鉄筋が圧縮耐荷機構を失うと、曲げ圧縮部のコンクリートに負担が増加し、変形が進行して、コンクリートの

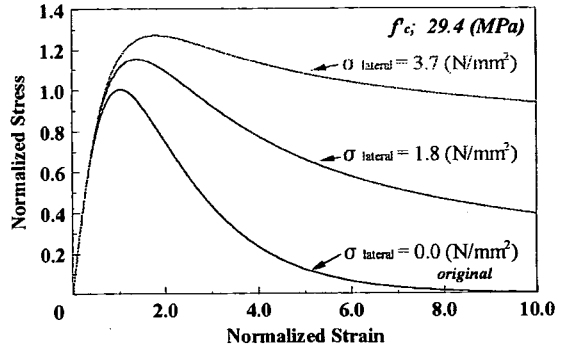
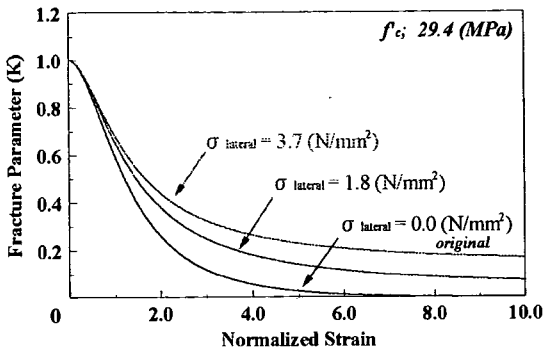


図-9 弾塑性破壊型構成則による拘束効果の表現^{16),17)}

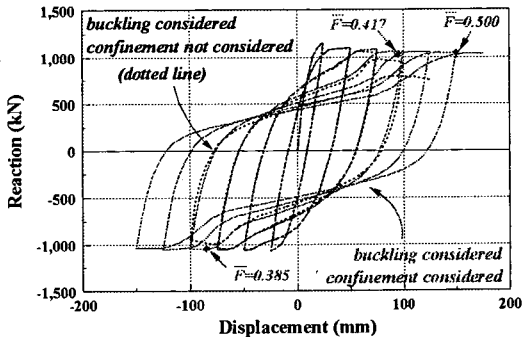


図-10.1 拘束効果を変化させたRC柱の曲げ靱性と損傷指数(中規模断面)

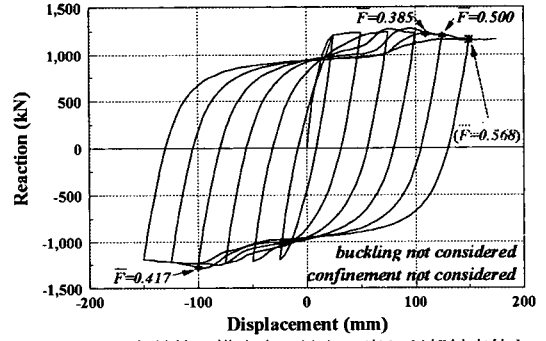


図-11.1 主鉄筋の横方向のはらみ出しが部材変位と断面損傷指数に及ぼす影響(中規模断面)

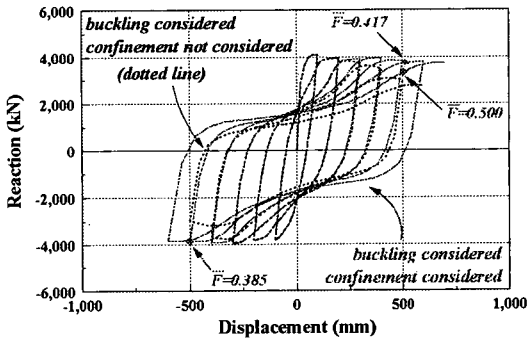


図-10.2 拘束効果を変化させたRC柱の曲げ靱性と損傷指数(大規模断面)

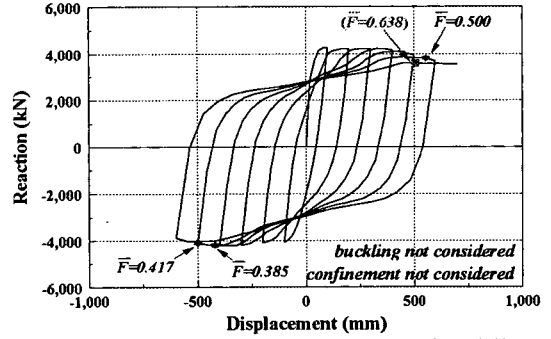


図-11.2 主鉄筋の横方向のはらみ出しが部材変位と断面損傷指数に及ぼす影響(大規模断面)

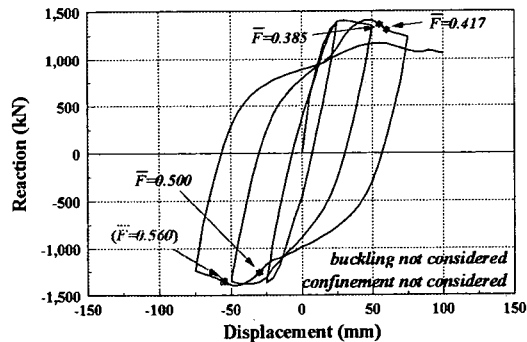


図-10.3 拘束効果を変化させたRC柱の曲げ靱性と損傷指数(高軸中規模断面)

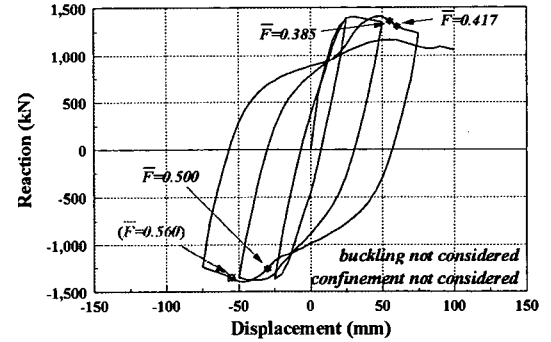


図-11.3 主鉄筋の横方向のはらみ出しが部材変位と断面損傷指数に及ぼす影響(高軸中規模断面)

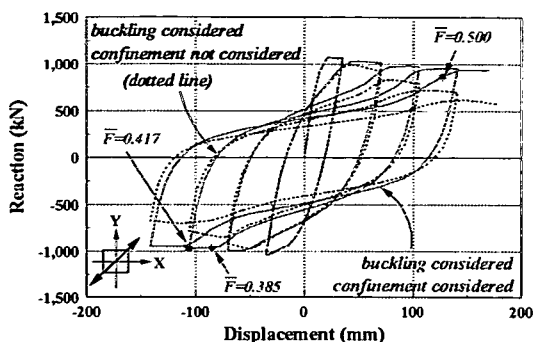


図-10.4 拘束効果を変化させた RC 柱の曲げ靱性と損傷指数(斜め 45 度載荷柱)

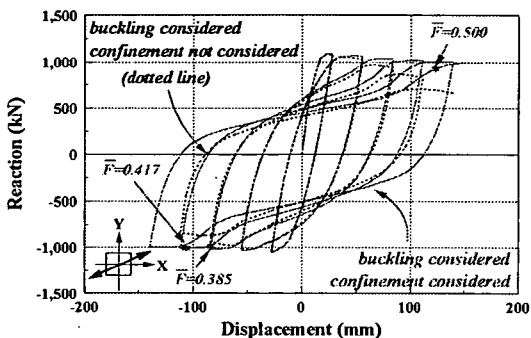


図-10.5 拘束効果を変化させた RC 柱の曲げ靱性と損傷指数(斜め 22.5 度載荷柱)

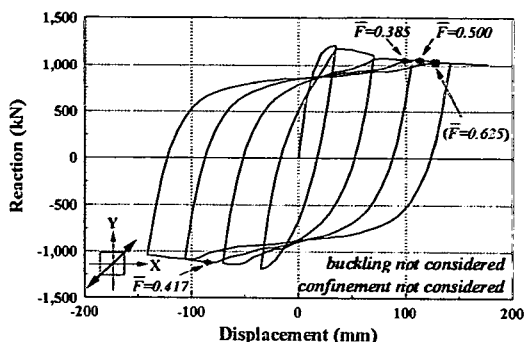


図-11.4 主鉄筋の横方向のはらみ出しが部材変位と断面損傷指数に及ぼす影響(斜め 45 度載荷柱)

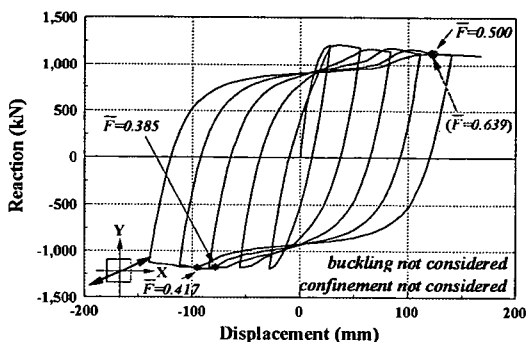


図-11.5 主鉄筋の横方向のはらみ出しが部材変位と断面損傷指数に及ぼす影響(斜め 22.5 度載荷柱)

損傷度も増加することになる。コンクリートの拘束効果を見捨てることは、性能照査の上では安全側の評価を与えるのに対して、鉄筋の横方向のはらみ出しを見捨てることは、逆に危険側の評価となる。したがって、横方向のはらみ出しを見捨てる際には、非線形応答解析による変形と損傷に関わる応答値に 1.0 以上の安全率を見込むことが必要となる。

図-11.1～図-11.5 は、座屈と横方向のはらみ出しの効果を無視した時の部材の静的一方向繰り返し応答と断面損傷指数を示したものである。コンクリートの拘束効果は考慮していない。図-10 と図-11 を比較することにより、以下に考察を行う。

荷重-変位関係における包絡線に着目すると、拘束効果と鉄筋のはらみ出しを無視し、鉄筋の圧縮負担分を 100% 考慮する場合と、両者を考慮する場合とで、おおむね類似の応答曲線となることが分かる。今回検討した範囲では、断面諸元や載荷方法によらず同一の傾向がみられた。構造部材寸法が大きく、相対的に鉄筋径が小さい場合、一般に鉄筋のはらみ出しの影響は相対的に小さくなるが、対象とした実橋相当の断面諸元を有する柱では、拘束効果と座屈を共に考慮しないことは、見掛け上、包絡線に対し

て互いに打ち消し合っていることが認められる。

図-11.1～図-11.5 において、降伏荷重保持点にほぼ相当と思われる、座屈と拘束効果を考慮した場合に $\bar{F}=0.500$ となる変位に対して、座屈と拘束効果を無視した解析では $\bar{F}=0.560\sim0.639$ となっている。従って、静的繰り返し荷重を受ける部材を対象とする場合、座屈と拘束効果を無視した場合の構造解析係数は、それらを考慮する場合の 1.1 倍に設定しておけば十分安全側評価となる。ただし、内部曲線に着目すると、座屈と拘束効果を無視した解析が大きなエネルギー吸収を示しているのに対し、両者を考慮した解析ではそれが小さい。動的荷重を想定すると、特に高靱性型の柱では、拘束効果と座屈をとともに考慮しない影響が大きくなり、それに合わせて構造解析係数を設定する必要があるものと考えられる。

(2) 動的載荷に対する検討

これまでの検討は、主に一方向静的繰り返し荷重を対象としてきた。コンクリートの拘束効果と主鉄筋の座屈の影響に着目して構造解析係数について検討する場合、内部履歴の違いを考慮すれば、強制

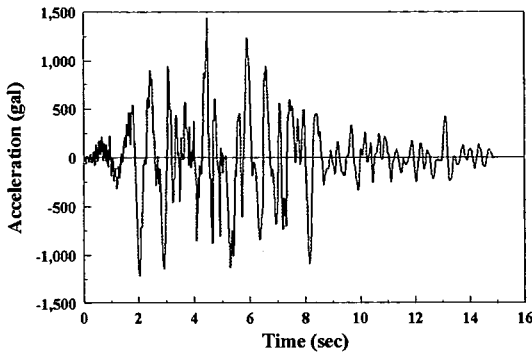


図-12 水平一方向地震波形①

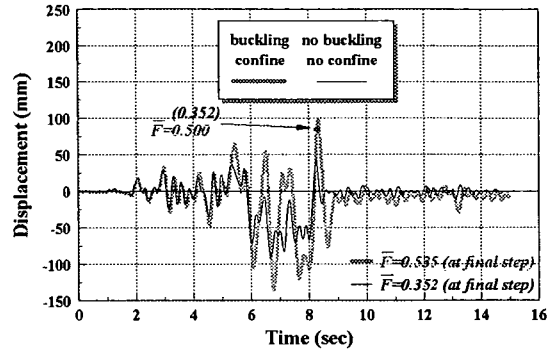


図-13.1 水平一方向入力させた柱の応答変位時刻歴①

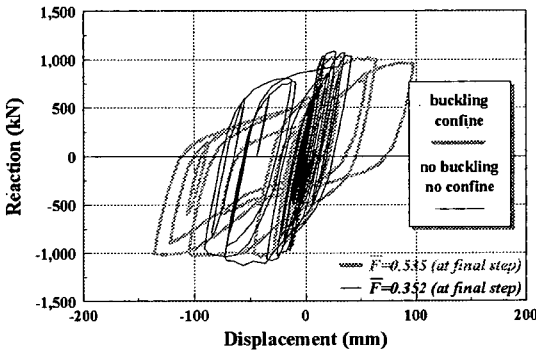


図-13.2 水平一方向入力させた柱の復元力特性①

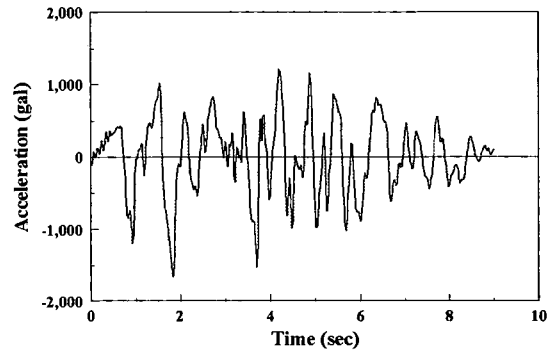


図-14 水平一方向地震波形②

変位に基づく静的荷重のみならず、動的荷重に対しても検討しておく必要がある。

現在の性能照査法では、原則、水平直交方向独立に地震動を入力し、構造物の動的応答性状を確認すればよいことになっている³⁾。本稿においても、これに習い、水平一方向入力に対して検討を行うこととする。対象構造物として、これまで検討例としてきた高靱性型の中規模断面 RC 柱に加え、道路橋脚を想定した偏心軸力が作用する RC 柱を採用する。偏心軸力が作用する柱では、荷重入力が一方向であっても多軸応答を示すことが知られており⁴⁾、材料レベルの力学モデルによる動的非線形応答解析を適用するのに相応しい。

中規模断面 RC 柱の基部に、図-12、14、16 に示す、それぞれ特性の異なる 3 種類の水平一方向の人工地震波を入力し、強制振動させた。図-16 の位相特性については、参考文献^{18),19)}から引用したものである。解析結果として、応答変位の時刻歴および復元力特性を図-13、15、17 に示す。なお、動的解析に際しては、Newmark の法($\gamma=0.36$)による直接積分を行い、粘性減衰は考慮していない。

解析結果をみると、拘束効果と座屈を考慮する解析では、剛性とエネルギー吸収が低下することによ

り、両者を無視する解析に比べ応答変位が大きくなっていることが分かる。一般には、図-13、15 のように、拘束効果と座屈を考慮する解析の方が損傷指数 \bar{F} の値が大きくなる傾向にある。これらの例では、拘束効果と座屈を考慮する解析での損傷指数が 0.500 に到達した同時刻において、両者を考慮しない解析での損傷指数は 0.352 と 0.470 であった。ただし、入力波形や構造諸元によっては、この傾向が逆転する場合もある(図-17)。

次に、図-18.1 の偏心軸力が作用する柱^{4),20)}に、偏心軸力によるモーメントと 45 度に交差する方向(=図中の Y 方向)に地震波を入力し、強制振動させた。平均軸圧縮応力は 0.56 N/mm^2 であり、入力波形は、図-7.2 の人工地震波の振幅のみを 1.2 倍にしたものを用いた。図-18.2~図-18.6 の解析結果より、地震入力による慣性力と常時偏心軸力によるモーメントの複合効果によって、多方向に応答していることが分かる。この例では、拘束効果と座屈を考慮しない解析の方が、応答変位ならびに損傷指数ともに大きくなっている。降伏後の耐力低下度合いの差が、応答変位の差につながったもので、拘束効果と座屈を考慮しないことが結果的に安全側評価となったものである。

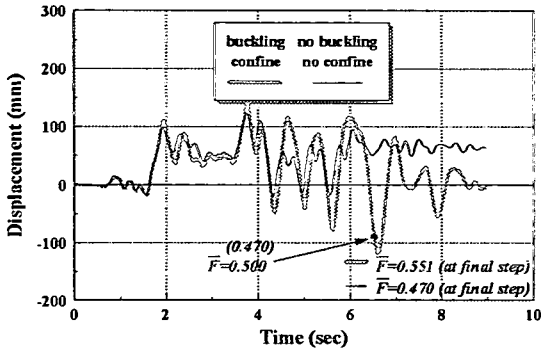


図-15.1 水平一方向入力させた柱の応答変位時刻歴②

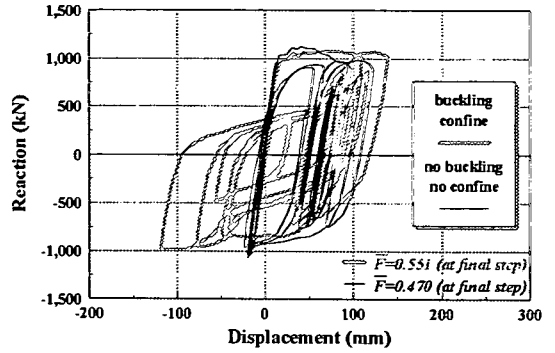


図-15.2 水平一方向入力させた柱の復元力特性②

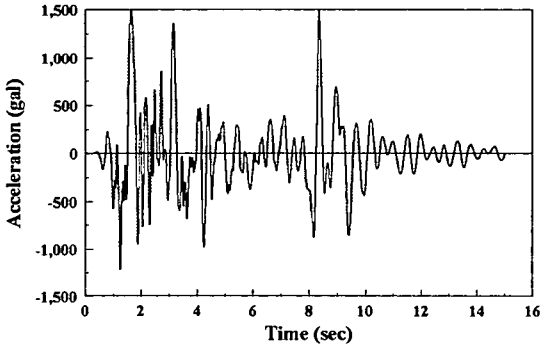


図-16 水平一方向地震波形③^{18),19)}

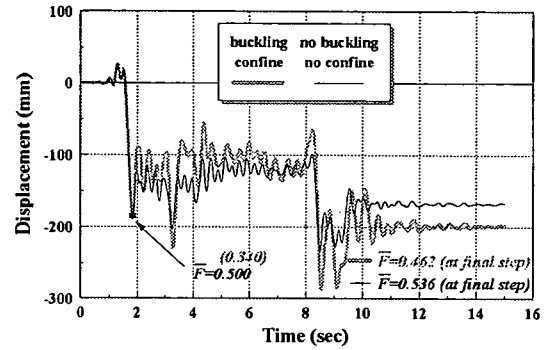


図-17.1 水平一方向入力させた柱の応答変位時刻歴③

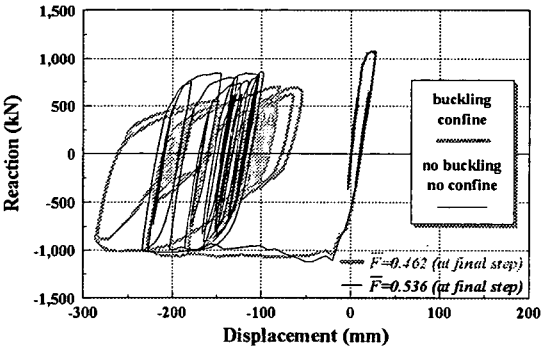


図-17.2 水平一方向入力させた柱の復元力特性③

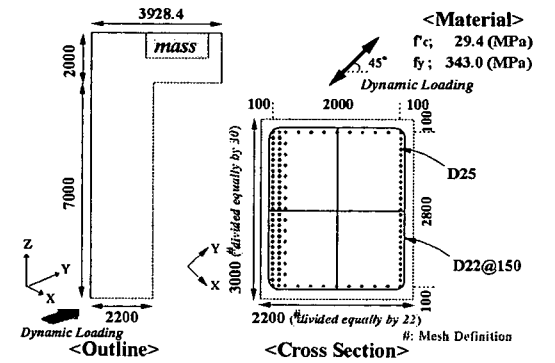


図-18.1 偏心 RC 柱の断面諸元と地震入力方向

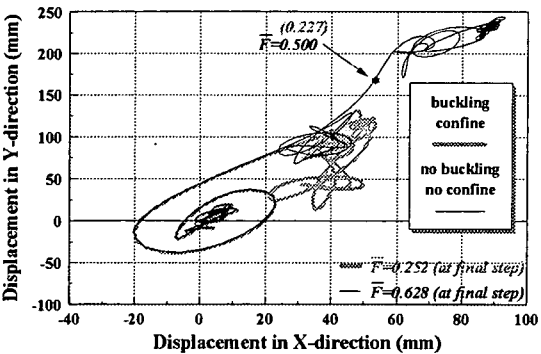


図-18.2 偏心 RC 柱の水平方向応答変位

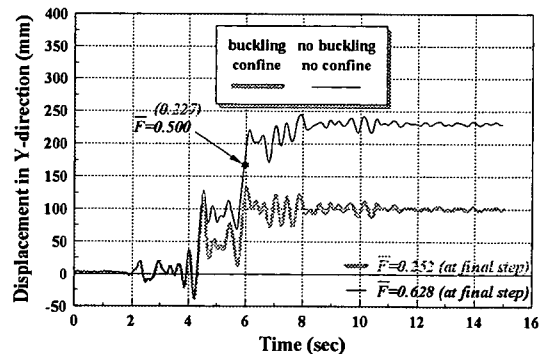


図-18.3 偏心 RC 柱の Y 方向応答変位時刻歴

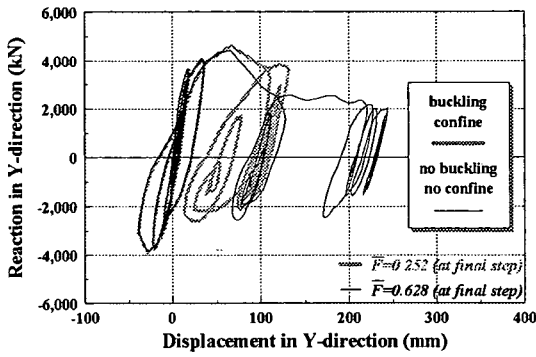


図-18.4 偏心 RC 柱の Y 方向復元力特性

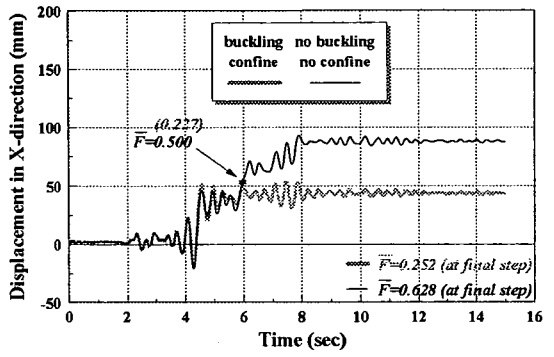


図-18.5 偏心 RC 柱の X 方向応答変位時刻歴

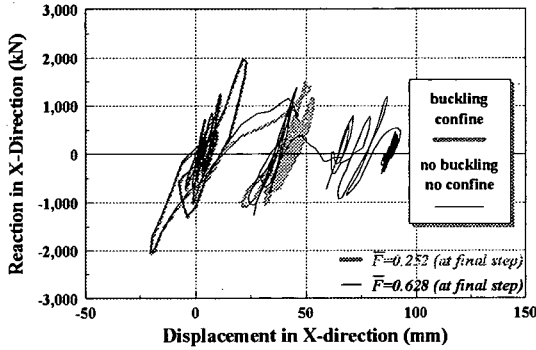


図-18.6 偏心 RC 柱の X 方向荷重-変位関係

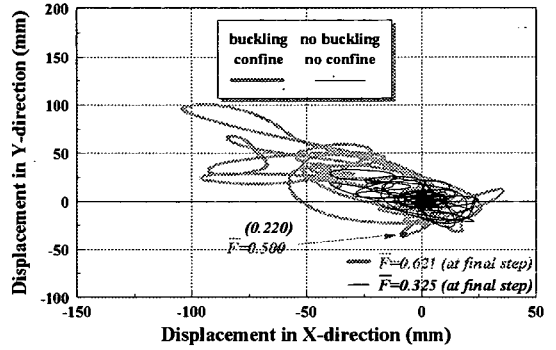


図-19.1 三方向入力させた柱の水平方向応答変位

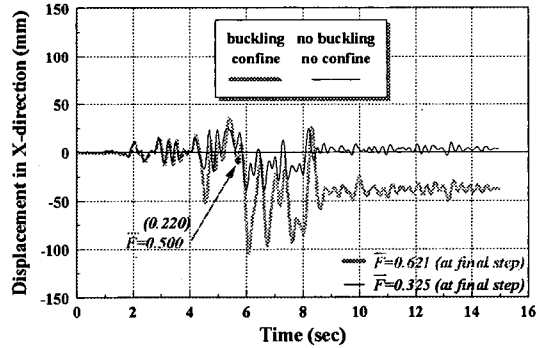


図-19.2 三方向入力させた柱の X 方向応答変位時刻歴

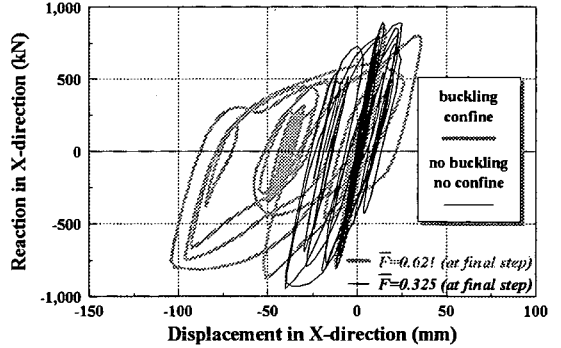


図-19.3 三方向入力させた柱の X 方向復元力特性

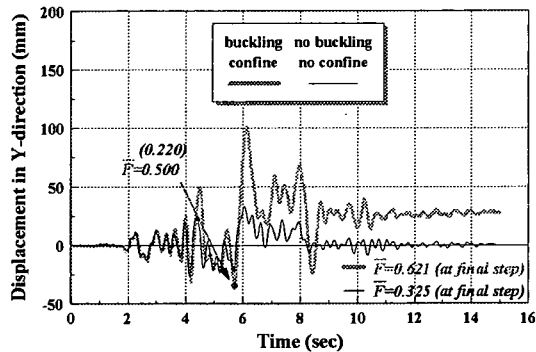


図-19.4 三方向入力させた柱の Y 方向応答変位時刻歴

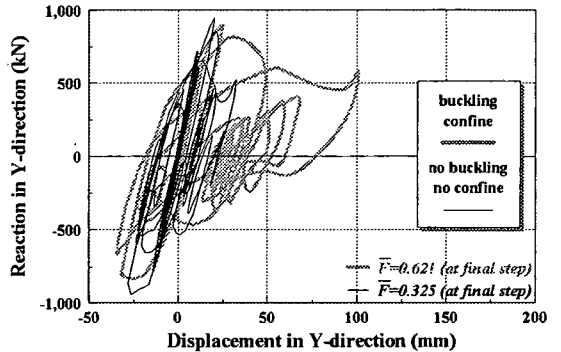


図-19.5 三方向入力させた柱の Y 方向復元力特性

さらに、将来の方向性も視野に入れ、水平二方向と鉛直方向に同時入力を受ける部材の応答と損傷についても検討を行った。中規模断面 RC 柱部材基部に直交三成分の人工地震波(図-7 の波の加速度振幅のみを 8%増加させたもの)を入力し、強制振動させた場合の解析結果を図-19.1~図-19.5 に示す。この例では、降伏変位を越えて多方向に複雑に応答しており、拘束効果と座屈を考慮する解析と両者を無視する解析とで、差が非常に大きくなっている。拘束効果と座屈を考慮しない場合には、高靱性型部材の構造解析係数を大きくしなければならない場合があることを示唆している。

構造物(部材)は降伏後長周期化するため、動的荷重下では、地震動の位相特性の影響を強く受けることとなる。拘束効果や座屈の考慮の有無、あるいは材料特性を変化させた場合に、応答特性は一意の関係とならないことが知られている。また、本研究の検討では、柱部材を対象として強制振動させているが、実際の構造物(部材)では不静定次数や隣接部材等、何らかの拘束を受けることになる。従って、様々な形状や材料強度を有する構造物を対象として、多方向入力の影響を含めた地震動(特に位相特性)の影響について検討を行うことで、耐震安全性を確保していく必要がある。今後の課題としたい。

7. 結論

本研究で得られた結論を以下に列記する。

- (1) 弾塑性破壊型構成則を用いることによって得ることのできる、弾性剛性残存率を部材断面にわたって平均化した断面損傷指標によって、RC 部材の損傷状態を簡易に判定する事が可能であることが分かった。
- (2) 代表的な諸元を有する橋脚系の柱を想定した場合、耐震性能 2 に対しては、断面損傷指標の限界値を 0.500 とするとよい。部材レベルの力学モデルで設定する耐震性能 2 に対して、コンクリートの損傷の観点から、ほぼ等価と見なすことができるものと思われる。
- (3) 拘束効果の影響を考慮するには、弾性剛性残存率の進展則のみを変化させることで対応が可能であり、拘束効果による部材靱性の向上等は、(2)の限界値をそのまま適用することで判定が可能である。
- (4) 本論文で提案する断面損傷指標は、多軸地震荷重、軸力変動、偏心載荷等の一般的な条件下で一般的に使用することが可能である。

本稿では、最大モーメント領域の要素長を 200 mm とすることを前提に、式(1)~(3)を使用した。要素長を 200 mm から変化させる場合、エネルギーの釣り合いから、ひずみ軟化域のコンクリートの応力-ひずみ関係を変化させることになる。この時、ひずみの応答値は要素分割の影響を受けることになるので、断面内のひずみ値自体を損傷指標として用いることは相応しくない。また、軟化域を対象とする場合、応力値を損傷指標とすると、対応するひずみ値がピークの前後で 2 点存在することになり、判定が困難になる。一方、提案した損傷指数は、要素長に応じてコンクリートの弾性剛性残存率と過去に受けた正規化ひずみの最大値との関係式が求められるので、応力-ひずみ関係の軟化特性によらず算定される利点を有する。

これまでの議論では、普通強度コンクリートを対象とした。高強度コンクリートや鋼繊維コンクリートでは、圧縮破壊以後の軟化挙動が普通コンクリートのそれと比較して異なることが知られている。その場合の弾性剛性残存率の進展則は、定性的には理解が進みつつある。各種コンクリートへの損傷指標の適用性について、期待感を持ちつつ今後の研究に委ねたい。

謝辞: 本検討を行うにあたり、貴重な御助言を賜った島弘博士(高知工科大学教授)に感謝致します。

参考文献

- 1) 土木学会: LNG 地下タンク躯体の構造性能照査指針, コンクリートライブラリー-98, 1999.12.
- 2) 原田光男, 鬼束俊一, 足立正信, 松尾豊史: 円筒型鉄筋コンクリート構造物の変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1129-1134, 2001.7.
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書[平成 8 年制定]耐震設計編, 1996.7.
- 4) 土屋智史, 小笠原政文, 津野和宏, 市川衡, 前川宏一: 常時偏心軸力が作用する鉄筋コンクリート柱の多軸曲げ挙動と非線形解析, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.131-144, 1999.11.
- 5) Maekawa, K. and Okamura, H.: The Deformational Behavior and Constitutive Equation of Concrete Using the Elasto-Plastic Fracture Model, *Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo (B)*, Vol.37, No.2, pp.253-328, 1983.
- 6) Kato, B.: Mechanical Properties of Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Action, *CEB Bulletin D'Information*, No.131, pp.7-27, 1979.

- 7) CEB : RC Elements under Cyclic Loading –State of the Art Report, *Thomas Telford*, 1996.
- 8) Dhakal, R. and Maekawa, K. : Post-Peak Cyclic Response Analysis and Energy Dissipation Capacity of RC Columns, *Proc. of JSCE*, No.676/V-51, pp.117-133, May 2001.
- 9) Dhakal, R. and Maekawa, K. : Post-Peak Cyclic Behavior and Ductility of Reinforced Concrete Columns, *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, edited by Tanabe, T. and Benson, S., ASCE, pp.193-216, 2001.
- 10) Maekawa, K., Takemura, J., Irawan, P. and Irie, M. : Continuum Fracture in Concrete Nonlinearity under Triaxial Confinement, *Proc. of JSCE*, No.460/V-18, pp.113-122, February 1993.
- 11) 渡辺忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉 : 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, *土木学会論文集*, No.683/V-52, pp.31~45, 2001.8.
- 12) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏 : 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, No.669/V-50, pp.215~232, 2001.2.
- 13) 天野玲子 : コンクリート構造物における新工法の開発, *東京大学博士論文*, 1999.
- 14) Torsak, L., Watanabe, K., Matsuo, M. and Niwa, J. : Experimental Study on Parameters in Localization of Concrete Subjected to Compression, *Proc. of JSCE*, No.669/V-50, pp.309~321, February 2001.
- 15) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, edited by Tanabe, T. and Benson, S., ASCE, pp.471-487, 2001.
- 16) Pallewatta, T. M., Irawan, P. and Maekawa, K. : Effectiveness of Laterally Arranged Reinforcement on the Confinement of Core Concrete, *Proc. of JSCE*, No.520/V-28, pp.297-308, August 1995.
- 17) Pallewatta, T. M., Irawan, P. and Maekawa, K. : Verification of 3D Constitutive Models of Concrete in Line with Capacity and Ductility of Laterally Reinforced Concrete Columns, *Proc. of JSCE*, No.520/V-28, pp.309-321, August 1995.
- 18) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説, 耐震設計編, 丸善, 1999.10.
- 19) 土木学会 : 自己充てん型高強度高耐久コンクリート構造物 設計・施工指針(案) –新世代交通システム用構造物への試み–, *コンクリートライブラリー*105, 2001.6.
- 20) 小坂寛巳, 小笠原政文, 津野和宏, 市川衡, 福田暁 : ねじりモーメントが作用する RC 橋脚の耐震性能確認実験, 第 1 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.167-170, 1998.1.

(2001. 12. 28 受付)

DAMAGE INDEX OF CROSS SECTION FOR RC BEAM/COLUMN MEMBERS SUBJECTED TO MULTI-DIRECTIONAL LOADING

Satoshi TSUCHIYA and Koichi MAEKAWA

According to the analytical results of RC column members under multi-axes bending based on the fiber technique, damage index for seismic performance evaluation is proposed. Elastic-plastic fracture model for concrete compression enables to calculate fracture parameter (the ratio of constituent elements maintaining the abilities to support stress) of each microscopic cross section area. The average value across cross section is determined as the index of cross section damage level. It is verified that this proposed index can approximately judge the equivalent damage level to the yield capacity point after softening of RC column members not only for one-directional loading but also multi-directional loading. Moreover, this method is also effective for RC members with confinement effect of core concrete by stirrups.