報告　三次元非線形 FEM 解析による RC ラーメン橋脚の耐荷力評価

野中　哲也[*1]・鷲見　高典[*2]・渡辺　博喜[*3]

要旨：兵庫県南部地震後，既設道路橋は限界状態を考慮して耐震補強が施された。しかしながら，将来計画の変更のために既設橋脚に作用する荷重が増加する場合が生じた。ここで，基礎構造物は梁部材として設計されるが形状は厚板のようになり，耐荷力は設計値を超えていると予想できる。そこで，三次元非線形 FEM 解析を適用して既設橋脚における各部位の損傷順序とその耐荷力を求め，この橋脚の耐荷力を照査するとともに，その耐荷力が設計値を超えることを明らかにした。

キーワード：耐震補強，RC ラーメン橋脚，基礎，三次元非線形 FEM 解析

1. はじめに

兵庫県南部地震後，復旧仕様[1)]，平成 8 年の道路橋示方書等に準じて道路橋は設計されている。既設橋の耐震補強もほぼ同様の規準類により，損傷が橋として致命的とならないことを考慮して設計された。しかしながら，接続する上部構造の計画が変更され，既設橋脚に作用する荷重が増加する場合が生じた。耐震補強では，基礎は損傷状態の把握や復旧が難しいため，通常，柱より損傷を先行させない必要がある。

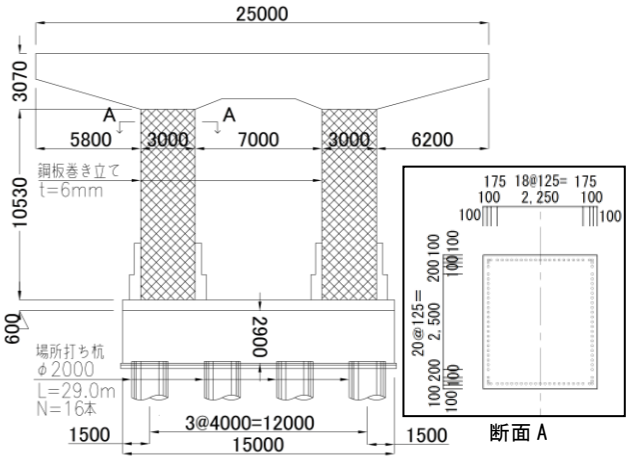
ここで，兵庫県南部地震による阪神高速道路の高架橋における基礎構造物の被災度は軽微で，直接基礎の損傷は認められなかった[2)]。これは，柱の損傷がエネルギーを吸収したこと，フーチングは許容応力度法により梁部材として設計されるが厚板のようになることなどが，要因と考えられる。また，杭基礎の場合には複数本の杭により構成され，急激な靭性の低下は考えにくい。このため，基礎構造物の耐荷力は設計値以上で，作用力が増加しても許容し得る可能性があると予想される。

このようなことから，耐震補強後に作用力が増加する実橋脚を対象に，柱が降伏した時の脚天端の変位量および各材料のひずみを三次元非線形 FEM 解析により求め，耐震補強時の設計値と比較するとともに，柱は基礎より損傷が先行するかを明らかにした事例を報告する。また，既往の実験結果[3)]を用いて本解析方法の検証も行う。

2. FEM 解析の条件について

2.1 対象橋脚の諸元と解析のあり方

本解析の対象橋脚は，当初計画されていた上部構造の拡幅，支承の位置等を考慮して梁が建設されており、曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法により補強されている。橋脚の概略図を**図－1** に示す。当初設計には昭和 55 年の道路橋示方書が適用されて昭和 62 年に竣工しており，平成 8 年の道路橋示方書を適用して柱が平成 8 年に鋼板巻立て補強されている。使用されている材料の諸元を**表－1** に，平成 24 年の道路橋示方書[4)]（以下，「道示Ⅴ」という。）を適用した各部材の降伏耐力を**表－2** に示す。コンクリートの降伏ひずみは，設計基準強度の 1/10 を引張強度と仮定し，解析結果を考察する時の目安とする。対象橋脚の柱は鋼板巻立て補強されているため，本解析には ABAQUS を用いて，道示Ⅴに示されるように基礎よりも柱の損傷が先行するか明らかにしたいため，解析



図－1　解析を行った橋脚の概略図

表－1　橋脚に使用されている材料の諸元

部位＼材料	部 材	諸 元 (N/mm^2)	ヤング率 (N/mm^2)	降伏ひずみ (引張力)
柱・梁	コンクリート	σ_{ck}=27	2.650×10^4	100 μ
	鉄筋	σ_y=295 (SD295)	2.000×10^5	1,475 μ
	巻立て鋼板	σ_y=235 (SS400)	2.000×10^5	1,175 μ
	アンカー筋	σ_y=345 (SD345)	2.000×10^5	1,725 μ
フーチング	コンクリート	σ_{ck}=21	2.350×10^4	89 μ
	鉄筋	σ_y=295 (SD295)	2.000×10^5	1,475 μ
杭	コンクリート	σ_{ck}=24	2.500×10^4	96 μ
	鉄筋	σ_y=295 (SD295)	2.000×10^5	1,475 μ

*1 地震工学研究開発センター　代表取締役　工博 (正会員)
*2 名古屋高速道路公社 技術部 工務課　工博 (正会員)
*3 名古屋高速道路公社 技術部 工務課

の効率化から片持ち梁部（荷重伝達の一部）の破壊には着目せず，各部位を構成するコンクリートあるいは鋼部材が降伏ひずみに達した時点をその部位の降伏と評価する。この時，柱については被災状態を安全側に評価したいため，巻立て鋼板あるいは柱主鉄筋が降伏ひずみに達した時点を評価の指標とする。また，杭については道示Ⅴに準じて降伏を定義し，構成する材料が降伏した時点で杭の押込み力が降伏に達しているか否か確認する。

2.2 モデル化

(1) モデル化の方針

本解析は，2012 年制定コンクリート標準示方書［設計編］[5]（以下，「コンクリート示方書」という。）に示される非線形 FEM 解析の方法に準拠し，高精度な材料構成則（例えば，離散ひび割れモデル，ダメージモデル等。）は適用していない。また，同示方書には解析手法の妥当性を検証することが示されているため，これに準拠した材料構成則を適用して本解析手法の検証を行う。

(2) 橋脚のモデル化

橋脚に対して，柱，フーチングおよび基礎を一体化したソリッド要素とし，コンクリートに発生するひび割れのモデルには，ひび割れ開口変位を要素の平均ひずみで表した分布ひび割れモデルを適用する。

杭の解析をする場合，杭全体をはり要素，地盤を地盤バネ要素とすることが多い。しかしながら，杭の中で比較的作用力が大きい杭頭付近の応力状態を把握し，効率的に計算したいため，水平方向の地盤反力が作用する $1/\beta$ や要素分割を考慮して杭頭から深さ方向に 5m までの範囲はソリッド要素，それよりも深い範囲は等価な非線形はり要素とする。そして，フーチングおよび杭の側方には，**図－3** のように地盤バネ要素を配置し，各地層の定数は地質調査結果から定め，**表－3** の範囲となった。

これらの条件を適用した橋脚と地盤のモデルを**図－4** に示す。1 辺が 200mm 程度の立方体を目指して要素分割すると節点数 31,299，要素数 27,907 となった。材料の諸元は**表－1** を適用する。

(3) 材料のモデル化

コンクリートには，主応力軸とひび割れ軸の一致を仮定した回転ひび割れモデルを適用する。

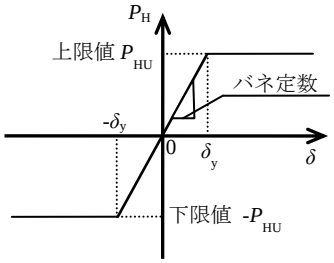
鉄筋には，面的な配筋位置，配筋方向，配筋面内の鉄筋本数および鉄筋 1 本当たりの断面積の 4 つの条件を定め，独立な自由度を持つ有限要素としてモデル化せず，埋込み鉄筋モデルを適用する。このため，解析結果では鉄筋を 1 本の線ではなく，面で現わす。本解析は，コンクリートが大きく破壊して荷重が低下するまでの解析ではないため，鉄筋とコンクリートは完全に付着しているとする。また，フーチングのせん断補強鉄筋は，コンクリートがほぼ抵抗し終えてから抵抗し始めること，計算の効率化からモデルを簡略化したいことからモデル化を省略する。

巻立て鋼板には，厚さが 6mm で大きな面積を有することからシェル要素を適用する。この鋼板は，柱のコンクリートと完全に付着しているとする。

また，この鋼板に作用する力をフーチングに伝達させ

表－2　道示Ⅴによる各部材の降伏耐力

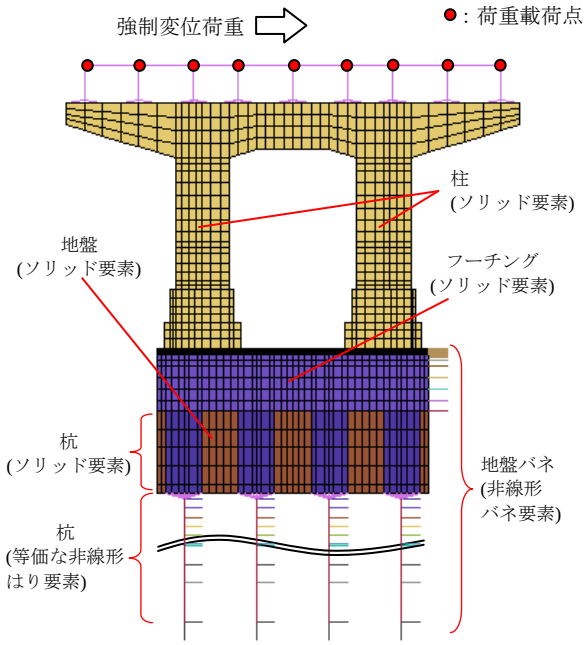
分　類	部　位	降伏耐力
橋軸直角方向に変位	柱	19,608 (kN)
	フーチング	53,395 (kN･m)
	杭	曲げモーメント:6,087 (kN･m)
		押込み支持力:26,145 (kN)
橋軸方向に変位	柱	7,332 (kN)
	フーチング	64,774 (kN･m)
	杭	曲げモーメント:6,087 (kN･m)
		押込み支持力:26,145 (kN)



図－3　地盤の P-δ 関係

表－3　解析に用いた地盤バネの定数

分　類	バネ定数 (kN･m)	P_{HU} (kN)
フーチング側面部	29,964	28 ～ 350
杭側面部	12,154 ～ 498,270	433 ～ 34,121



図－4　解析に用いた橋脚と地盤のモデル図

るアンカーボルトには，非線形はり要素を適用する。巻立て鋼板からアンカーボルトへ荷重伝達するアンカーリブには，巻立て鋼板と同様にシェル要素を適用する。

そして，コンクリートにはコンクリート示方書に準拠した**図－5a)**を，鉄筋，巻立て鋼板およびアンカーボルトには**図－5b)**を材料構成則として応力-ひずみ関係を適用する。また，コンクリートが圧縮される場合は Drucker Prager の降伏条件を，これら鋼材には Richard von Mises の降伏条件を適用する。

2.3 荷重および拘束の条件

上部構造の荷重載荷点は，上部構造の重心にあたる橋脚天端より高さ 2.25m の位置とし，上部構造の重量 9,434kN を支承位置に等配分する。そして，一定の水平変位を橋軸方向あるいは橋軸直角方向の一方向に作用させる方法, すなわち変位制御による Pushover 解析を行う。強制変位方向の上手側の柱を左側，下手側の柱を右側とする。この解析は，コンクリートに生じるひび割れによって解析が不安定になり易く，1 ステップ当たりの変位量を少なくすることが望ましい。そこで，本解析では 1 ステップ当たり 0.2mm を基準に漸増とする。この時，橋脚を変位させる場合の拘束条件は，地盤のソリッド要素の下端と地盤バネ要素の端部の節点で水平および鉛直方向を固定，回転方向を自由とするピン拘束とし，荷重条件は，鉛直方向に前述の上部構造の重量を載荷して水平方向に変位させる。

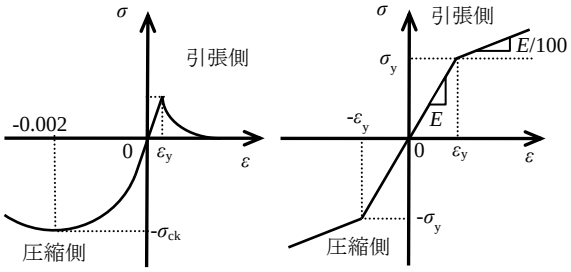
3. FEM 解析の結果について

3.1 橋軸直角方向

本解析では，強制変位を漸増させ，橋脚における部材の応力分布あるいはひずみ分布から，柱が降伏した時点で基礎が降伏していないかを明らかにする。ひずみについては，コンクリートは**表－1** および**図－5a)**より圧縮応力の場合に 2,000μ，引張応力の場合に 80μ を，鋼材は**表－1** の降伏ひずみを示した要素を降伏したと評価する。

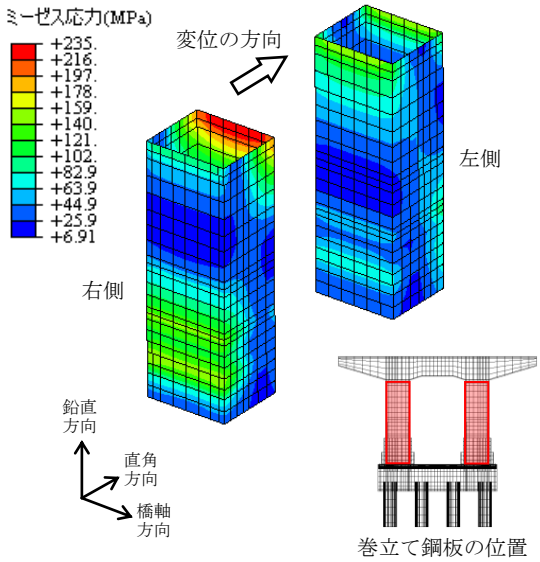
まず，初めに柱の巻立て鋼板が水平変位量 72mm，水平荷重 25,656kN で降伏した。この時の応力分布を**図－6** に示す。右側の柱の中梁近傍で巻立て鋼板のひずみが降伏値を示している。この位置は，橋脚が変位した時，巻立て鋼板に引張応力が作用する部分である。また，**表－2** より橋脚が降伏する水平荷重は 19,608kN で，解析結果はこれより 13%程度大きい。これは，FEM 解析では詳細な応力伝達を考慮していることや仮定している条件によるものと考えられる。

ここで，この鋼板が降伏した時のコンクリートのひずみ分布を**図－7**，**図－8a)**および**図－8b)**に示す。柱についてはこの鋼板が降伏した部分に重複する部分で 1,000μ 程度のひずみが生じ，橋脚の挙動から引張応力が作用し

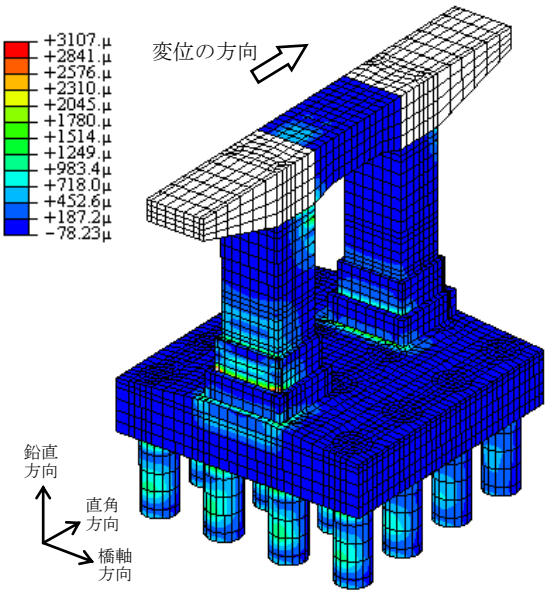


a) コンクリート　　b) 鋼部材

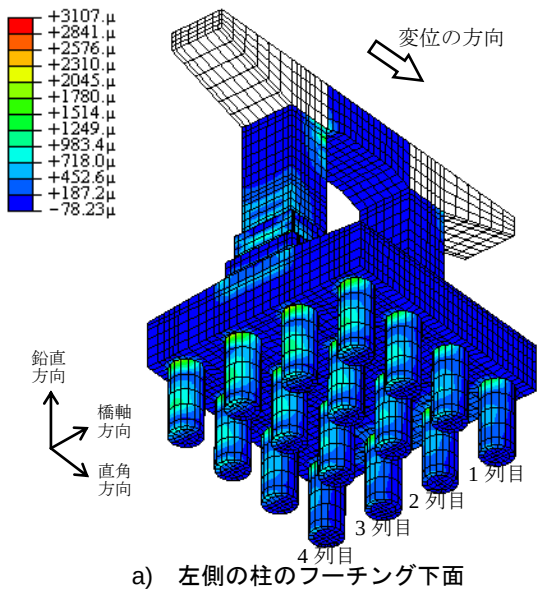
図－5　各材料の応力度-ひずみ関係



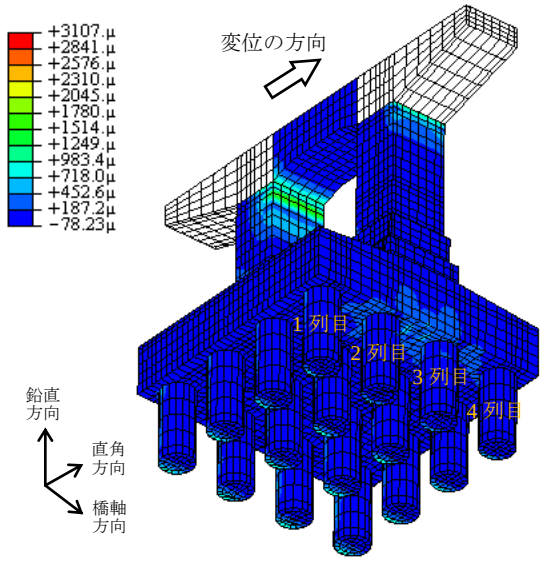
図－6　橋軸直角方向に変位させた場合の巻立て鋼板降伏時の応力分布



図－7　フーチング上面側のコンクリートのひずみ分布

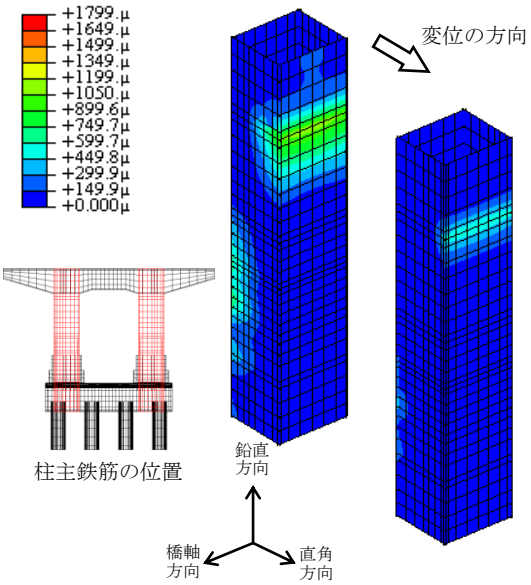


a)　左側の柱のフーチング下面

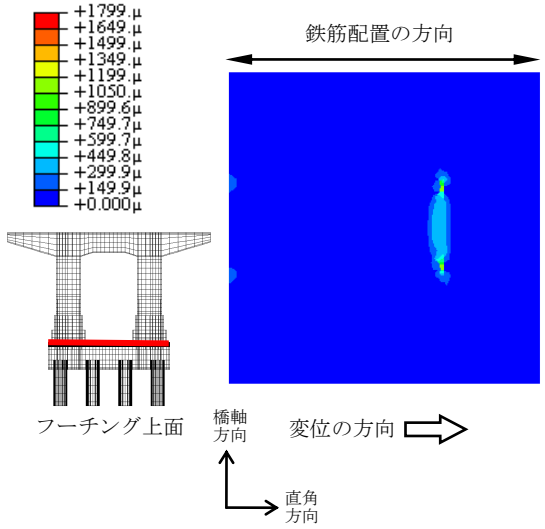


b)　右側の柱のフーチング下面

図－8　フーチング下面側のコンクリートのひずみ分布



図－9　柱主鉄筋のひずみ分布（面表示）



図－10　フーチング上面側の柱軸直角方向主鉄筋のひずみ分布（面表示）

たためと考えられ，この部分には水平方向のひび割れが生じると想定される。根巻部に引張応力によると考えられる 5,000μ 程度のひずみが生じているが，この部分はアンカーボルト部の保護が目的で，柱の耐荷力低下にほぼ影響しない。

そこで，この鋼板が降伏した時の柱の外側主鉄筋のひずみ分布を**図－9** に示す。コンクリートと同様にこの鋼板が降伏した部分と重複する範囲に最大 1,207μ のひずみが生じるが，降伏ひずみを超えていない。なお，橋脚の梁についても，同様に降伏ひずみ以下であった。

次に，フーチングに着目すると，コンクリートの状態は**図－8b)**より 4 列目の杭頭周辺のひずみが 800μ 程度で，ひび割れが局所で生じている状態と言える。この時の鉄筋の状態は，**図－10** のように上面の橋軸直角方向に配筋される鉄筋で 1,199μ 以下のひずみが生じている。これは，降伏ひずみ以下のためフーチングは降伏に達していないと考えられる。そして，フーチングに生じているせん断応力度の状態を**図－11** に示す。これらの値は，静的照査時の断面を参考に，大きな値が現れると予想される箇所を選定したもので，この内，最大値は 1.663MPa であった。コンクリートのせん断応力度は圧縮応力度の 1/6～1/4 とすると 4.5～6.75MPa となることから，フーチングは少なくともせん断力によって破壊していないと考えられる。

最後に，杭に着目する。**図－8a)**に示すように強制変位の作用方向に対して直角方向に並ぶ手前の 4 本を 1 列目

とし，次列以降は昇順とする。コンクリートの状態は，杭頭付近の強制変位が作用する前部に，引張応力が作用して 2,500μ 程度の降伏値を超えるひずみが生じており，水平方向にひび割れが生じている状態と想定される。この時点の鉄筋のひずみ分布を**図－12** に示す。ひずみは最大 977μ で，全ての杭で鉄筋は降伏していないと言える。さらに，同図内に杭に作用する軸力についても数値で示している（構造や境界条件から，変位方向に対して左右同じ軸力となるため左側を省略）。値が正の場合は引抜き力を，負の場合は押込み力を表す。4 列目の中央に 7,585kN の最大値が現れ，これは**表－2** より静的照査値以下である。また，道示Ⅴに記される杭の降伏の状態を適用すると，この時点では杭基礎が降伏していないものと言える。

3.2 橋軸方向

橋脚の中で初めに降伏した部材は，柱の変位により引張応力が作用する巻立て鋼板で，**図－13** ように根巻きコンクリート上部に降伏ひずみが生じた。その時点の最大水平荷重は，前述した橋軸直角方向より 47%小さく，13,695kN であった。このため，柱，フーチングおよび杭に作用する荷重も低下し，これらの主鉄筋はすべて降伏しない結果となった。

4. 解析手法の検証について

4.1 検証に用いた供試体

コンクリート示方書 [5]には解析手法の妥当性やその適用範囲を明らかにするために，解析手法を検証することが示されている。この考えに従って，実橋脚の解析前に，本解析手法による結果と各種部材の破壊形態に関する実験結果との比較検証を行った。

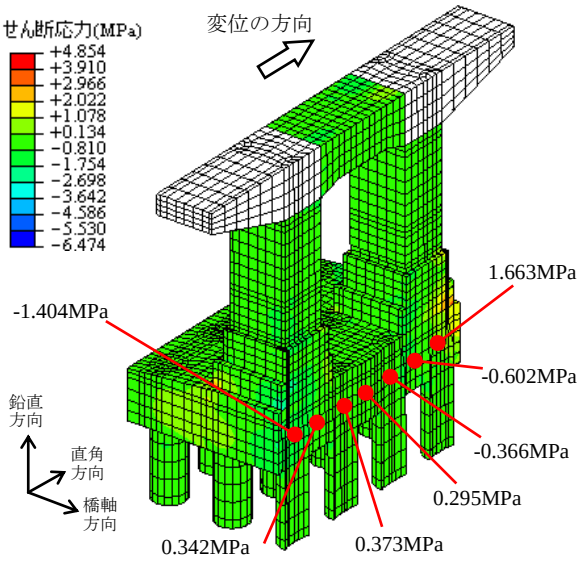
ここで，幸左らの実験 [3]では，鉄筋コンクリート橋脚を模擬した単柱，フーチングおよび 4 本の杭頭部で構成される縮尺率 1/2 の供試体に単調載荷を行って，フーチングの地震時終局挙動について取りまとめている。

そこで，橋脚の地震時終局挙動を明らかにするための本解析方法の検証には，この結果を用いるものとする。

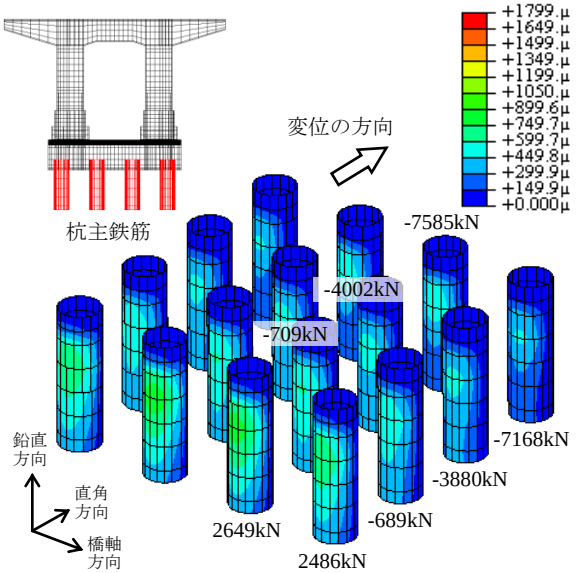
4.2 供試体のモデル化

モデル化の方針は，拘束条件として杭下端を完全拘束とする。荷重は，自重および上部構造の重量にあたる鉛直荷重 1,064kN を載荷し，0.2mm/1 ステップの変位制御により橋脚天端を水平方向に 100mm 程度まで，あるいは解析の計算が発散するまで変位させるものとする。

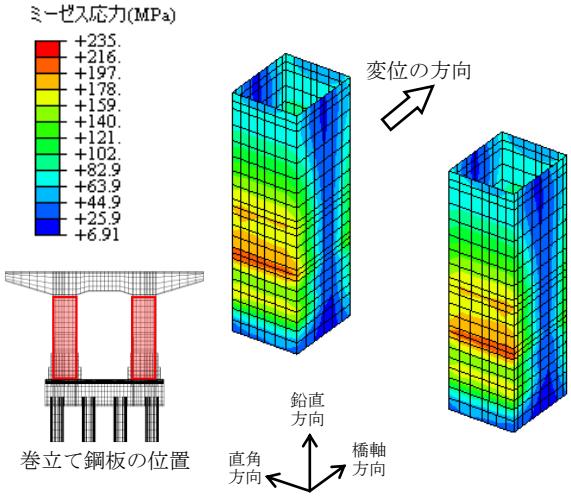
橋脚のモデル化では，検証の品質向上を目指し，コンクリート要素の形状が理想的な立方体となるように分割する。その結果，モデルの規模は，総接点数 9,606，総要素数 7,336 となった。また，その他のモデル化については，前章の解析条件と同様である。



図－11　フーチングのせん断応力度分布



図－12　杭主鉄筋のひずみ分布（面表示）



図－13　橋軸方向に変位させた場合の巻立て鋼板降伏時の応力分布

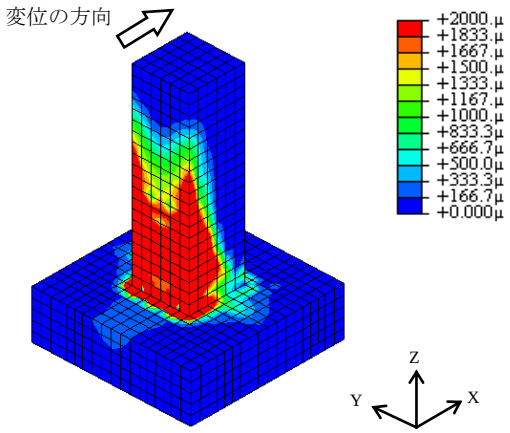
4.3 検証の結果

幸左らの実験[3)]では，載荷点位置が 20mm 変位した時にフーチング上面鉄筋が降伏している。そこで，本解析方法を用いて，載荷点位置が 20mm 変位した時のコンクリートのひずみ分布，柱およびフーチングにおける載荷方向の鉄筋のひずみ分布に着目して検証を行った。

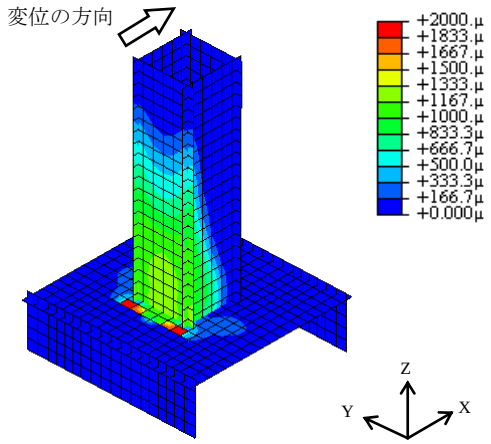
フーチングには柱に引張応力が作用する側に引抜きせん断抵抗面が生じると考えられる。コンクリートのひずみ分布を示す**図－14a)**では，引張応力が作用している柱面の手前および柱の側方にあたるフーチング上面のコンクリートは降伏ひずみを超えている。この時点における載荷方向に配筋される鉄筋のひずみ分布を**図－14b)**に示す。柱面の手前および柱の側方でフーチングの主鉄筋にひずみが発生しており，特に引張応力が作用する柱面の手前で降伏を超えるひずみが生じている。これらは，幸左らの実験と同様の傾向を示しており，解析は実験結果とよく一致していると言える。

次に，本解析結果および幸左らの実験での柱の荷重-変位曲線を**図－15** 示す。フーチング上面鉄筋が降伏する時点の荷重と変位量および荷重-変位曲線はよく一致していると言える。

なお，検証では変位量 30mm 以上で計算が収束せず，解析を終えた。これは，コンクリートの広範囲にひび割れが生じこの幅が大きくなったことが要因と考えられる。

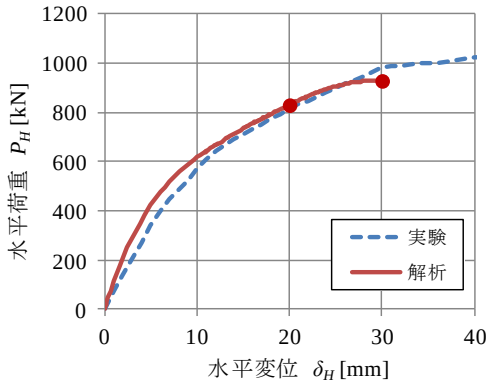


a)　コンクリート



b)　鉄筋

図－14　FEM による供試体のひずみ分布（面表示）



図－15　荷重変位曲線の実験と FEM の比較

5. まとめ

橋脚のフーチングは，設計上は梁部材と見なされて，形状が厚板のようになる。このため，実耐力は設計値を超えると予想される。そこで，三次元非線形 FEM 解析により実橋脚の挙動，耐荷力等を求めた。

その結果，この橋脚の耐荷力は設計値を超え，柱が降伏しても基礎は降伏していないことが明らかとなった。

謝辞：本報告の解析にあたり，名城大学葛漢彬教授および宮崎大学中村真貴研究員にご協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1)　日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」(案)，日本道路協会，1995.2

2)　阪神高速道路株式会社都市高速道路研究会：大震から学ぶ都市高速道路における地震対策―震災復旧から耐震補強，防災計画まで― ，電気書院，2005.10

3)　幸左賢二，小林和夫，藤井康男，水田崇志：フーチングの地震時終局挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.45A,pp.1369-1376,1999.3

4)　日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，日本道路協会，2012.3

5)　土木学会：2012 制定コンクリート標準示方書[設計編]，土木学会，2013.4