

論文 FEM 解析による接着系あと施工アンカーに作用する応力度分布に関する研究

石田 雄太郎*1・毎田 悠承*2・久保田 雅春*3・坂田 弘安*4

要旨: 本研究では、あと施工アンカー接合部に作用する複合応力場の把握を目的として、FEM 解析による考察を行った。まず、あと施工アンカー1 本分の実験結果と比較し、本研究の解析モデルの整合性の検証を行った。次に、1 スパンスラブの解析モデルの一例による解析結果から、弾性範囲であと施工アンカー接合部に作用する応力度分布の考察を行った。その結果、作用する応力度分布は耐震マニュアル²⁾と異なる範囲で分布する傾向がある事や、圧縮応力度および引張応力度が増設スラブ内にも作用する事、引張応力度は圧縮応力度に比べ局所的に作用する傾向がある事が明らかとなった。

キーワード: あと施工アンカー, 応力度分布, 複合応力, FEM 解析, 耐震補強

1. 序論

耐震改修の設計は、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説¹⁾」に基づき行われている。この指針を補完するものとして「既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル²⁾(以下、耐震マニュアル)」がある。本研究で対象としている「枠付き鉄骨ブレース架構増設工法」もこの耐震マニュアルで示されている外側補強の工法の一つである。この工法は、近年施工実績が増えてきており、今後も使われていくことが予想される。

外側補強の特長としては、建物の現状の機能を損なうことなく、使いながら・住みながらの補強工事が可能であり、内部の居住環境に与える影響が少ないことなどが挙げられる。

一方、構造的な観点から、外側補強することで既存架構と補強架構が大きく偏心することになる。これにより外側補強の接合部には、せん断力に加え、偏心曲げモーメントによる引張・圧縮力が生じるため、複合的な応力が作用する。この複合応力があと施工アンカーに与える力学的な挙動について、詳細には把握出来ていないのが現状である。

また、接合部の設計では基本的に接合面は変形させない、且つ、弾性範囲での設計が要求されているため、あと施工アンカーに作用する複合応力度の分布状態を把握することは、補強設計を行う上で重要なことである。

現在、既存架構と補強架構の接合部の設計において、補強部材のせん断力を伝達するメカニズムとしては、図-1 が耐震マニュアルに示されている。せん断力を中央部 $0.6l$ の区間のあと施工アンカーで平均的に負担させ、補強部材の作用せん断力から生じる偏心曲げモーメント

による引張力は両側端部 $0.2l$ に分担させている。

しかし、本研究で対象としている既存鉄筋コンクリート造建築物の枠付き鉄骨ブレース架構増設工法は、中低層建築物の集合住宅などに適用される場合、構造階高はあまり余裕がないため、増設スラブおよび接続梁のせいりが制限される。特にせん断力を負担させる増設スラブは、既存梁との接合部においてあと施工アンカーの配筋が困難となる事が多い。

そこで本研究では、既存部分と新設部分の接合部に作用する、せん断力および偏心曲げモーメントによる、あと施工アンカーの応力度の分布状態を FEM 解析により検討し、耐震マニュアルに示されている応力度分布と比較を行い、検証する事を研究目的とする。

2. 解析モデル概要

2.1 解析モデル

本研究での解析は FEM 解析ソフト「FINAL ver.11³⁾」を使用して、2 次元解析を行った。本章では、解析モデルの概要と各材料の構成則を示し、アンカーボルト 1 本とコンクリートを再現した解析モデル(以下、「基本モデル」と呼ぶ)で実験結果^{本稿, 付録参照}と比較を行う。

解析モデルは、図-2 に示すように①新設部分、②アンカーボルト、③既存部分のモデルで構成されており、

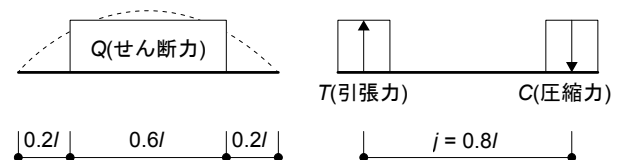


図-1 接合部の応力の分担

*1 東京工業大学 大学院 総合理工学研究科 人間環境システム専攻 修士課程 (学生会員)

*2 千葉大学 大学院工学研究科建築・都市科学専攻 建築学コース 助教 博士(工学) (正会員)

*3 飛島建設 建築事業本部 耐震ソリューション部 部長 (正会員)

*4 東京工業大学 環境・社会理工学院 建築学系 教授 工学博士 (正会員)

新設部分と既存部分の間には界面の接合要素を与え(図-2(a)), アンカーボルト-新設部分およびアンカーボルト-既存部分の間には付着の接合要素を与えた(図-2(b)).

耐震マニュアルで示されているように, 外側補強との接合部のせん断変形の許容値は 2[mm]である事から, 本研究では, 接合部(界面)の相対ずれ変位が 2[mm]までの範囲を対象として検討を行う。

2.2 材料構成則

2.2.1 コンクリート

コンクリートは, 四辺形要素を用いてモデル化した。補強鉄筋は, 要素内の分布鉄筋としてモデル化した。

コンクリートの応力度-ひずみ度関係を図-3 に示す。圧縮側の応力度-ひずみ度関係は, 文献 4)による評価式から得た係数を使用した修正 Ahmad モデルを用いた。最大強度時のひずみ ϵ_p は, 式(1)⁵⁾より算出した。

$$\epsilon_p = 1.37 \cdot \sigma_B + 1690 \quad [\text{kgf/cm}^2, 10^{-6}] \quad (1)$$

また, ひび割れ後の圧縮強度低減方法として, 文献 6)の長沼による提案式を用いた。コンクリートの破壊条件として, Kupfer-Gerstle⁷⁾のモデルを用いた。

引張側のひび割れ強度到達後の応力度-ひずみ度関係は, 出雲モデル⁸⁾を用いた。ひび割れが生じた後, 引張応力をほとんど負担しないものとして, 出雲モデルにおける係数 c は 1.0 とした。

2.2.2 鋼材

鉄筋は降伏強度までは線形とし, 降伏強度到達後は, 降伏強度を保ったまま一定となる Bi-linear モデルとした。鉄筋の応力度-ひずみ度関係を図-4(a)に示す。また, 鉄筋の繰り返しの履歴特性は図-4(b)に示すような直線モデルとした。

アンカーボルトは梁要素としてモデル化した。アンカーボルトはせん断変形を考慮できるように, ティモシェンコ梁として, 図-5(a)に示すようなせん断応力度-せん断ひずみ度関係を与えた。せん断弾性係数 G は, $G = E / \{2(1 + \nu)\}$ とした。また, 曲げ特性を考慮するため, アンカーボルトの断面を図-5(b)のように層分割した。

2.2.3 付着すべり

付着すべり特性としては図-6 に示すような Elmsori モデルを用いた。

文献 9)より最大付着応力度 τ_u は 6.5[N/mm²], 最大付着応力度時のすべり量 S_u は 0.1[mm]とした。

解析モデルにおける接着系あと施工アンカーの埋め込み長さは, 新設側を $40d_a$, 既存側を $12d_a$ 程度とした。本研究では付着破壊は想定していないため, 接合部で十分に応力が伝達できるように新設側のコンクリートの付着と既存側の接着剤とコンクリートの付着で付着応力が等しくなるようにした。これらの理由から, 3 章で示す単

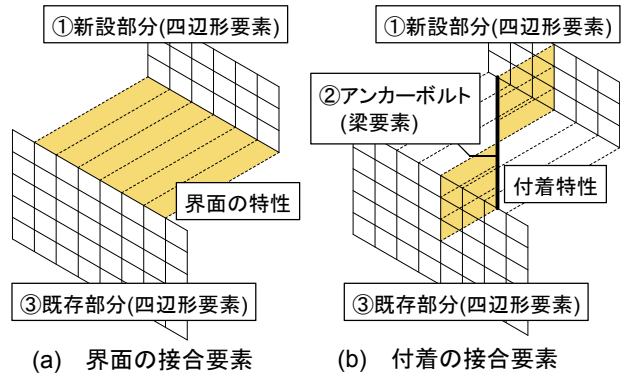
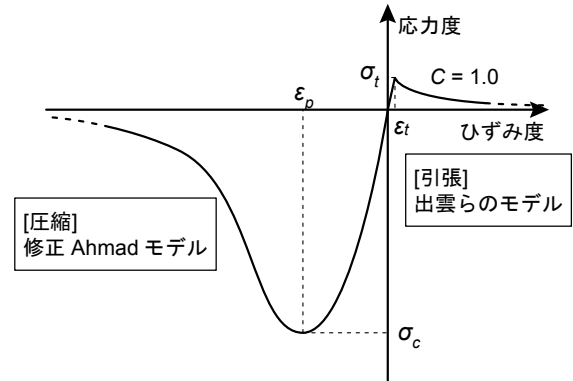
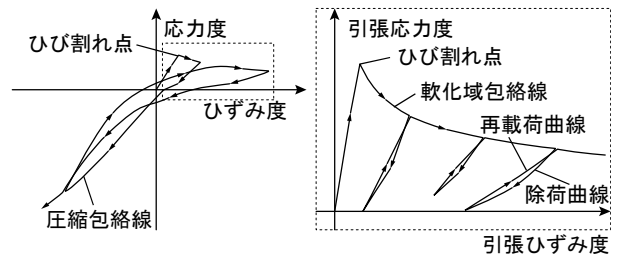


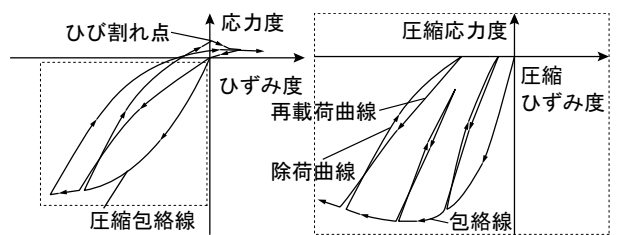
図-2 解析モデル概要



(a) コンクリートの応力度-ひずみ度関係

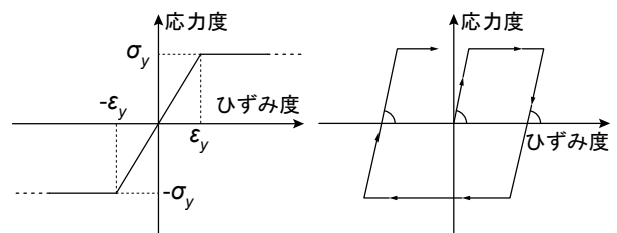


(b) 履歴特性(引張側)



(c) 履歴特性(圧縮側)

図-3 コンクリートの材料特性



(a) 応力度-ひずみ度関係 (b) 履歴特性

図-4 鉄筋の材料特性

スパンモデルの既存側の最大せん断力は 21.2[N/mm²]とした。

2.2.4 界面の特性

既存部分—新設部分間の界面の接合要素に関して述べる。垂直方向の特性は図-7 に示すように、圧縮力は十分に大きな剛性で伝達させ、引張力作用時には応力を伝達しない特性を与えた。また、水平方向の剛性は零とし、界面に作用するせん断力に対してはあと施工アンカーのみで抵抗するものとした。

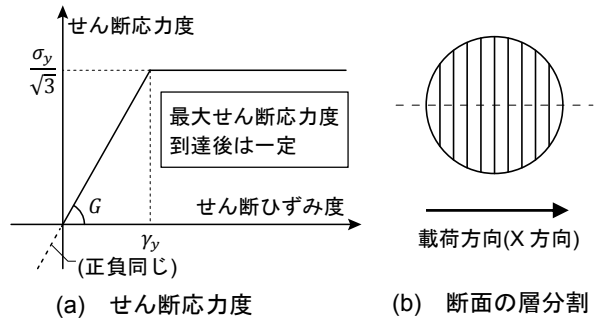
実際には、既存部分—新設部分間には目荒らしが施されており、摩擦抵抗や固着抵抗などが作用するが、本研究では、あと施工アンカーに作用する応力分布の把握をし易くするため、このような界面のモデルとした。

2.3 基本モデルによる解析結果と実験結果の比較

本研究で作成した基本モデルの概要を図-8(a)に示す。各要素は 50[mm]間隔を基本として分割した。下端は固定とし、上端は左端の親節点に対して Y 方向に従属変位を取るよう設定した。荷重は界面に強制変位を与えた。

解析結果と本稿付録に示す実験結果を比較したものを図-8(b)に示す。本研究の解析モデルでは、コンクリートの支圧による損傷やアンカーボルトのダボ作用などの局所的な挙動を精確に再現できず、ずれ変位が 0.5[mm]程度までの範囲で、実験値を過大評価する結果となった。この局所的な挙動の再現の精度向上は今後の検討課題としたい。一方、降伏耐力は比較的良い対応を示している事が確認できる。よって本稿では、弾性範囲内(～0.13[mm])での応力分布と、設計水平外力に対する降伏耐力について考察を行う事とした。

図-8(c)および図-8(d)にずれ変位 0.13[mm]時の材軸方向の応力分布(引張, 圧縮), せん断応力分布を示す。この時のアンカーボルトに作用する最大せん断応力は 16.1[N/mm²]であり、許容せん断応力度の約 7.0%に相当する。また材軸方向にも許容応力度の 22.0%程度の応力が作用しており、アンカーボルトには複合応力が作用している。



せん断ひずみ度関係

図-5 アンカーボルトの材料特性

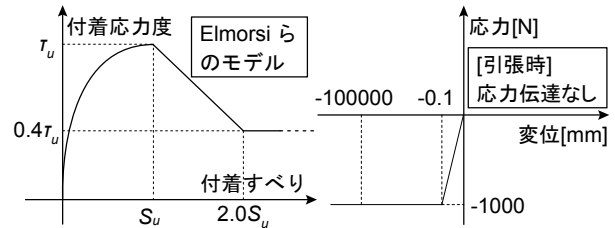


図-6 付着応力度

図-7 界面の垂直方向の

—すべり関係

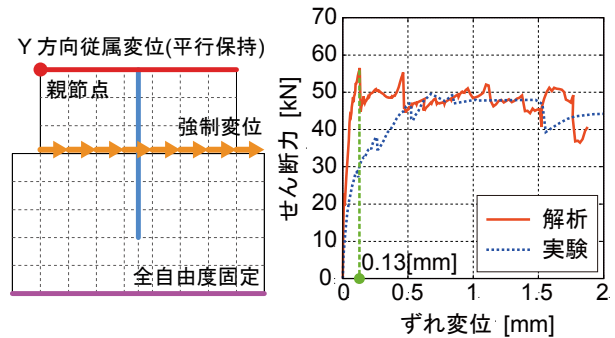
応力—変位関係

図-8(e)に主応力分布を示す。アンカーボルトから既存部分右側へ圧縮ストラットが形成され、圧縮応力が伝達されている事が確認できる。また、最大主応力が割裂強度に達している事から、コンクリートのひび割れにより耐力が低下した事が推察できる。

3. 単スパンモデルでの解析

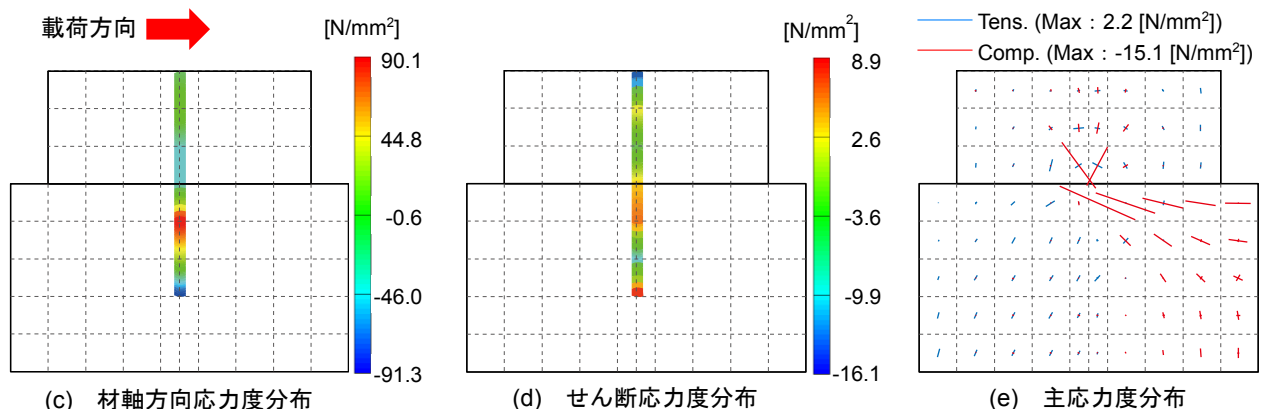
3.1 単スパンモデル概要

2章で示した解析モデルを基に、単純な一例として外



(a) 基本モデル概要

(b) せん断荷重—ずれ変位



(c) 材軸方向応力分布

(d) せん断応力分布

(e) 主応力分布

図-8 一要素モデル解析結果

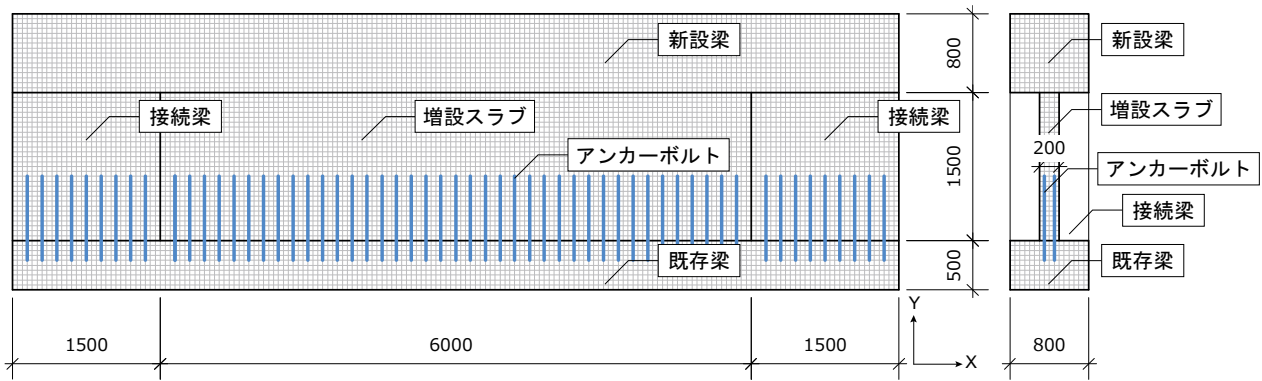


図-9 単スパンモデル概要

表-1 単スパンモデル諸元

部材	X方向長さ (mm)	Y方向長さ (mm)	Z方向長さ (mm)	σ_B (N/mm ²)	鋼種	部材断面に対する鉄筋比 (%)		
						ヨコ	タテ	
新設梁	9000	800	800	30	SD390	ヨコ	主筋	2.000
						タテ	せん断補強筋	2.000
増設スラブ	6000	1500	200	30	SD345	ヨコ	主筋	0.752
						タテ	配力筋	0.352
接続梁	1500	1500	800	18	SD345	ヨコ	主筋	0.426
						タテ	せん断補強筋	0.151
既存梁	9000	500	800	18	SD345	ヨコ	主筋	0.400
						タテ	せん断補強筋	0.100

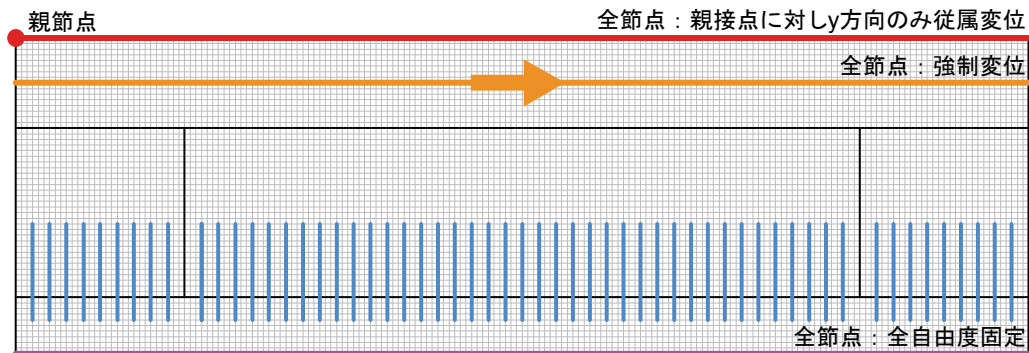


図-10 境界条件と载荷点

表-2 コンクリート諸元

	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
新設梁	30	2.68	30,413
その他	18	2.01	24,845

側補強の増設スラブと既存梁の接合部を想定した単スパンモデルを作成した(図-9)。試験体寸法およびコンクリート強度、鉄筋比を表-1に示す。

これらは実際の外側補強に用いる断面を仮定し、2000[kN]の設計水平外力を想定した。アンカーボルトのピッチを150[mm]としたことから、本解析モデルの接合部のせん断耐力は、文献¹⁾²⁾より2350[kN]であり、2割程度の余裕度をみている。

表-2にコンクリートの諸元、表-3に鉄筋の諸元を示す。また、本研究では既存梁とアンカーボルトの接合部の応力度分布の把握を目的としているため、既存梁の変形は考慮しておらず、境界条件および载荷点は図-10に示すように設定した。

表-3 鉄筋の諸元

	断面積 A_s (mm ²)	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
あと施工アンカー(D16)	198.6	345	205,000
要素内鉄筋			
新設梁	鉄筋比で指定	390	
その他		345	

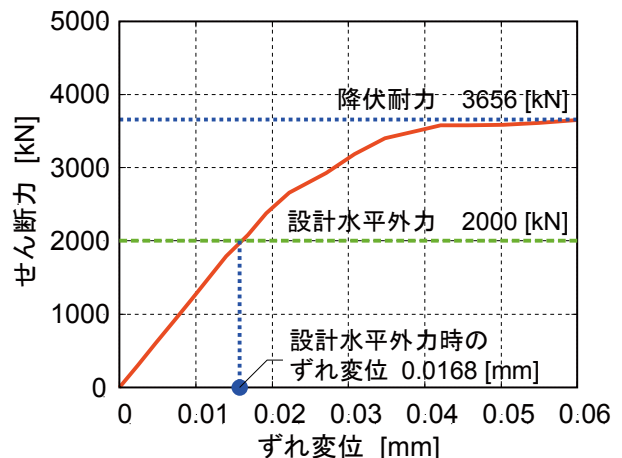


図-11 せん断力-ずれ変位関係

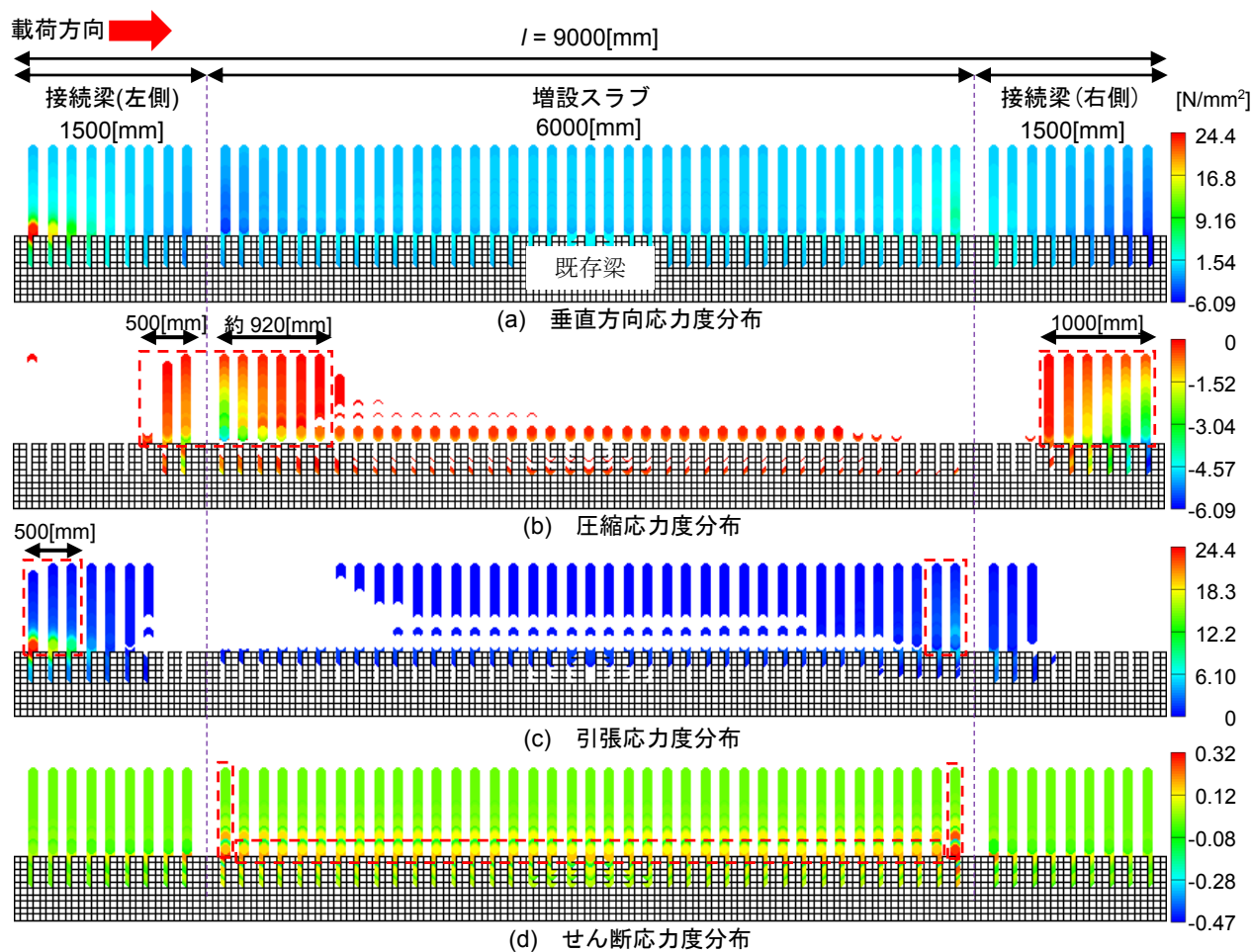


図-12 アンカーボルトの応力度分布

3.2 単スパンモデル解析結果

3.2.1 せん断カーズれ変位関係

図-11 にせん断カーズれ変位関係を示す。ずれ変位は左右接続梁と増設スラブの境界の相対変位の平均とした。

2.3 節で示した通り、本研究の解析によると、剛性が過大評価になる傾向があるが、設計水平外力作用時に弾性範囲内であることを確認した。一方、解析による降伏耐力は 3656 [kN] であったことから、設計水平外力に対する降伏耐力の安全率は 1.56 であり、十分に安全側の設計であることを確認した。

3.2.2 アンカーボルトの応力度分布

図-12 に設計水平外力(2000[kN])作用時のアンカーボルトに作用する応力度の分布状態を示す。

図-12(a)には、アンカーボルトにかかる引張・圧縮応力度分布を示した。この図から 0 N/mm^2 を境として圧縮応力度分布を取り出したものが図-12(b)である。右側の接続梁の部分に着目すると、右端から約 1000 [mm] の範囲で圧縮応力度が分布している。全体の長さは $l=9000$ [mm] であるから、 $0.1l$ の範囲で圧縮応力度が作用していることになる。これは、耐震マニュアルに示されている $0.2l$ に対して $1/2$ 程度の分布となっている(図-1)。また、増設スラブ部分の左端から約 920 [mm] の範囲および、左側の

接続梁の右端から 500 [mm] の範囲にも圧縮応力度が分布している事が確認できた。これらから、圧縮応力度の分布は比較的断面が大きい左右の接続梁の変形による影響が大きい事が推察される。

引張応力度分布を取り出したものを図-12(c)に示す。左側の接続梁では、左端から約 500 [mm] の範囲に引張応力度が分布しており、耐震マニュアルに示されている $0.2l$ に対して $0.06l$ である。また、増設スラブの右端にも引張応力度が分布している。以上から、引張応力度は圧縮応力度に比べ、局所的に分布する傾向を示している。また、圧縮応力度と同様に接続梁の変形による影響が大きい傾向が伺える。

図-12(d)はせん断応力度分布を示したものである。せん断応力度は主に増設スラブ部分(中央 6000 [mm])の範囲で分布している事が確認できた。両端のアンカーボルトには、その他のアンカーボルトに対して 2 倍~4 倍程度のせん断応力度が作用している。耐震マニュアルに示されている $0.6l$ に対し、 $0.67l$ の範囲でせん断応力度が分布しており、およそ 1 割程度大きい傾向を示している。

このせん断応力度が作用する範囲が大きい事が、前項で示した解析結果による降伏耐力が安全側の結果となった理由の一つであると考えられる。

4. 結論

本研究では、外側耐震補強におけるあと施工アンカーに作用する複合応力度分布を把握するために、FEM解析モデルの一例により検討を行った。その解析結果より、以下の知見を得た。

- (1) 圧縮応力度は右端から0.1lの範囲で分布している傾向を示した。また、増設スラブの左側部分および左側の接続梁の右側部分でも圧縮応力度の分布が確認できた。
- (2) 引張応力度は左端から0.06lの範囲で分布しており、増設スラブの右側部分にも分布する傾向を示した。
- (3) せん断応力度が分布している範囲は0.67lであった。

本研究の結果を踏まえて、解析条件が異なるモデルでの解析や、既存梁および両端のスラブの変形の影響などを今後の検討課題としたい。

謝辞

本研究の解析モデルについて、室蘭工業大学准教授・高瀬裕也博士、飛鳥建設・佐藤匠氏、神奈川大学助教・白井佑樹博士より、貴重なご助言を頂きました。本研究は、飛鳥建設株式会社との共同研究の一部として実施致しました。ここに記して深い謝意を表します。

【付録】

以下に、一要素解析に用いた実験データの概要を示す。付図-1に試験体諸元を示す。本試験体は本稿で示した解析モデルと同様に、既存コンクリートから間接接合部まで模擬したものである。付表-1にコンクリートの諸元、付表-2に鉄筋の諸元を示す。

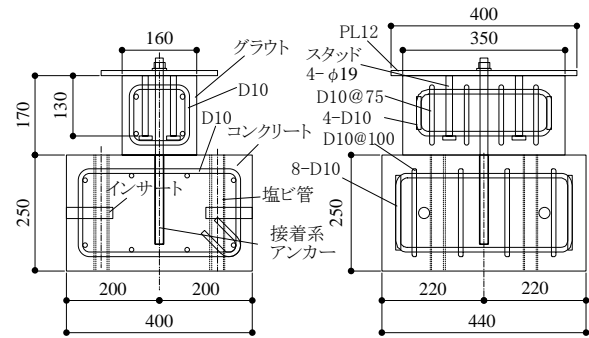
付図-2に載荷装置を示す。載荷方法は、載荷装置のコの字型ビームに試験体上部に設置した鋼板を固定し、作用線が接合面に一致するように、正負交番繰り返しせん断載荷を与えた。実験結果の詳細については、別紙にて報告する予定である。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2001.10(改訂版発行)
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル，2002.9
- 3) 伊藤忠テクノソリューションズ(株)：FINAL/V11 HELP，2011.7
- 4) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No.474，pp.163-170，1995.8
- 5) 雨宮篤，野口博：超高強度鉄筋コンクリート部材の

有限要素解析プログラムの開発(その1：コンクリートモデルの構築)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.639-640，1990.10

- 6) 長沼一洋：鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その1)，日本建築学会構造系論文集，No.421，pp.39-48，1991.3
- 7) Kupfer, H.B. and Gerstle, K.H. : Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, Aug.,1973
- 8) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，Vol.25，No.87.9-1，pp.107-120，1987.9
- 9) 島弘，金久保利之，内田裕市，渡辺健：コンクリートと補強材の付着定着挙動と構成則の利用研究委員会，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33, No. 1, pp. 10-19, 2011



付図-1 試験体諸元

付表-1 コンクリートの諸元

	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
コンクリート	19.0	2.07	25,369
グラウト	59.1	3.93	40,382

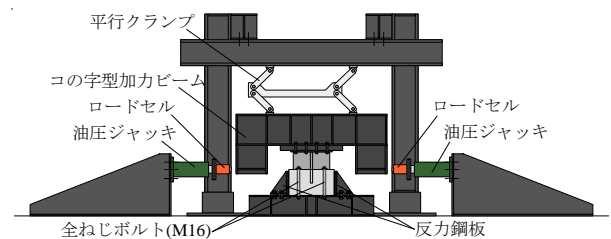
表中の数値は圧縮強度 σ_B のみ実験値であり、割裂強度 σ_t およびヤング係数 E_c は、以下の式によるものである。

$$E_c = (0.114\sqrt{\sigma_B} + 0.582) \times 10^5 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_t = 1.07\sigma_B^{0.566} \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

付表-2 鉄筋の諸元

	断面積 A_s (mm ²)	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
あと施工アンカー(D16)	198.6	400	205,000
要素内鉄筋	-	295	



付図-2 載荷装置