

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 鋼製防護壁に関する補足説明
- 6.1.2 鋼製防護壁の接合部アンカーに関する補足説明

目次

1. 鋼製防護壁の接合部の概要及び設計思想	1
1.1 鋼製防護壁の接合部の概要	1
1.2 接合部の設計思想	1
2. 接合部の検討の背景と目的	6
3. 検討方針	7
4. 3次元解析（COM3）による妥当性評価	8
4.1 概要	8
4.2 設計荷重に対する直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認	14
4.3 接合部の設計方法の妥当性の確認	21
4.4 伝達メカニズムと3次元挙動の整理	29
4.5 設計荷重を超える荷重を仮想した場合の確認	47

1. 鋼製防護壁の接合部の概要及び設計思想

1.1 鋼製防護壁の接合部の概要

鋼製防護壁は、上部構造の鋼製防護壁と下部構造の地中連続壁基礎で構成する。鋼製防護壁（上部構造）は幅約 81 m、高さ約 17 m、奥行き約 5 m の鋼製の構造物であり、幅約 50 m の取水構造物を横断し、取水構造物の側方の地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

鋼製防護壁の平面位置図を図 1.1-1 に、構造図を図 1.1-2 及び接合部の構造図を図 1.1-3 に示す。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎は直接定着式アンカーボルトを用いて、接合部の構造は頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリートと地中連続壁（中実鉄筋コンクリートを含む）を鉄筋により結合して一体構造とする。

また、鋼製防護壁（上部構造）に作用する荷重を中詰め鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへ確実に伝達するため、ずれ止めとしてスタッドを配置して、コンクリートと鋼殻を一体化する。

1.2 接合部の設計思想

鋼製防護壁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下、「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。鋼製防護壁は浸水防護施設であることから、本震時、津波時、余震と津波の重畳時の何れに対しても、構造部材の弾性範囲内で設計を行うが、接合部の検討においては、重畳時のケースを検討する。地震時は基礎に対して厳しくなる一方で、上部構造へ水平方向の荷重が作用する津波時と重畳時のケースと比較して、接合部への負担は小さい。したがって、接合部において最も荷重が大きくなる敷地に遡上する津波と余震の重畳時を解析ケースとして選定した。

重畳時には、津波荷重及び地震による慣性力、並びに地盤変形に伴う土圧によって、上部構造である鋼製防護壁に曲げ軸力及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ軸力及びせん断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達される。接合部の各部材と設計上の役割を表 1.1-1 に示す。

アンカーボルトは本来、引抜き力及びせん断力に抵抗できる部材であることから、鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）の「7.2 アンカー部の設計方法」においては、アンカーボルトに水平方向のせん断力も許容限界以下で受けもたせる設計方法となっている。

一方、鋼製防護壁においては、保守的な配慮として、接合部の水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対するアンカーボルトの抵抗力は設計上期待せず、接合部の水平回転モーメント及び水平力によるせん断力に対しては、設計上鉄筋コンクリートのみの耐力でも、弾性範囲内で負担可能とするという思想の下設計している。

荷重伝達のメカニズムを図 1.1-4 に示す。

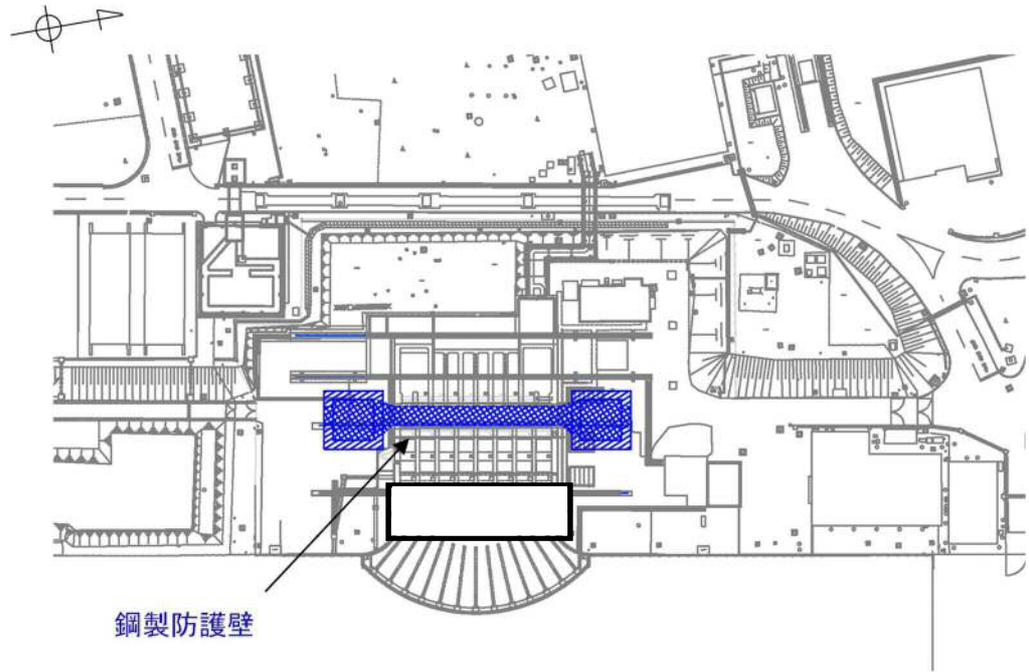


図 1.1-1 鋼製防護壁の平面位置図

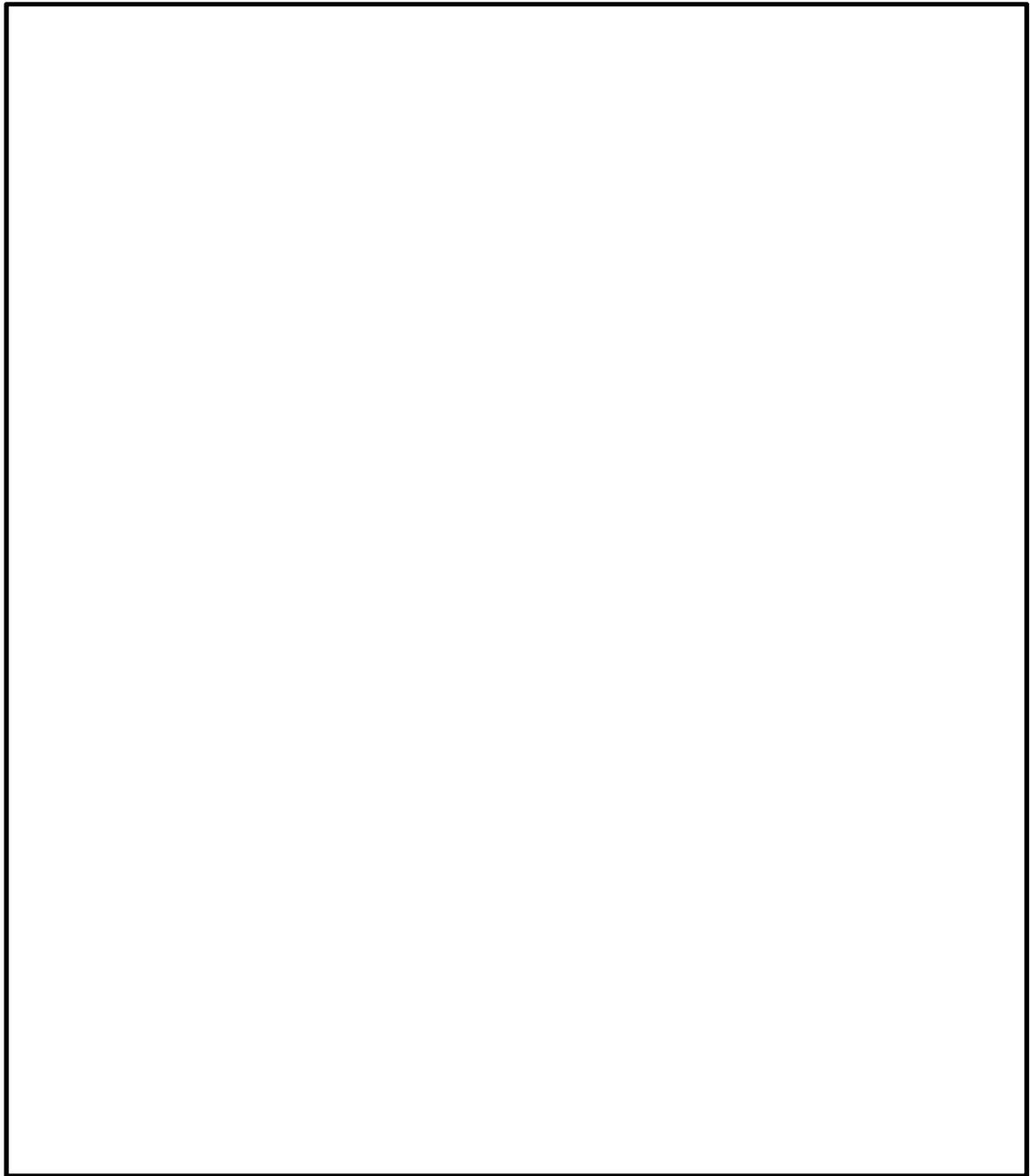


図 1.1-2 鋼製防護壁の構造図

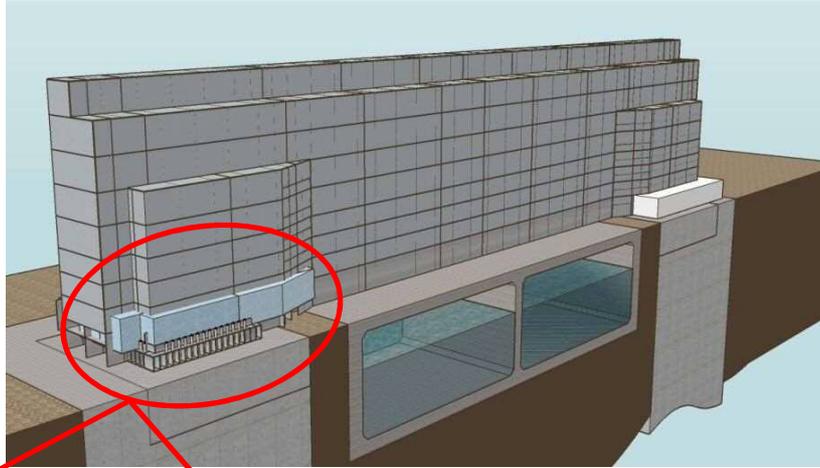


図 1.1-3 上部構造と下部構造の接合部の構造図

表 1.1-1 部材と設計上の役割

番号	部材名	設計上の役割
①	中詰め鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	鋼殻内部の鉄筋コンクリートで、水平方向のせん断力と水平回転モーメントを頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
②	アンカーボルト (SM520B 相当)	引抜き力を頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
③	頂版(フーチング) 鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	水平方向のせん断力と水平回転モーメントを地中連続壁基礎及び中実鉄筋コンクリートに伝達する。
④	地中連続壁基礎及び 中実鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$)	地中連続壁基礎は、基礎外面を形成し基礎の主要部材となる。 中実鉄筋コンクリートは、地中連続壁基礎内部の鉄筋コンクリートで、地中連続壁基礎と一体となって発生断面力を負担する。
⑤	根巻き鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$)	アンカー頭部の防食などを目的とした鉄筋コンクリートであり、非構造部材として設計する。

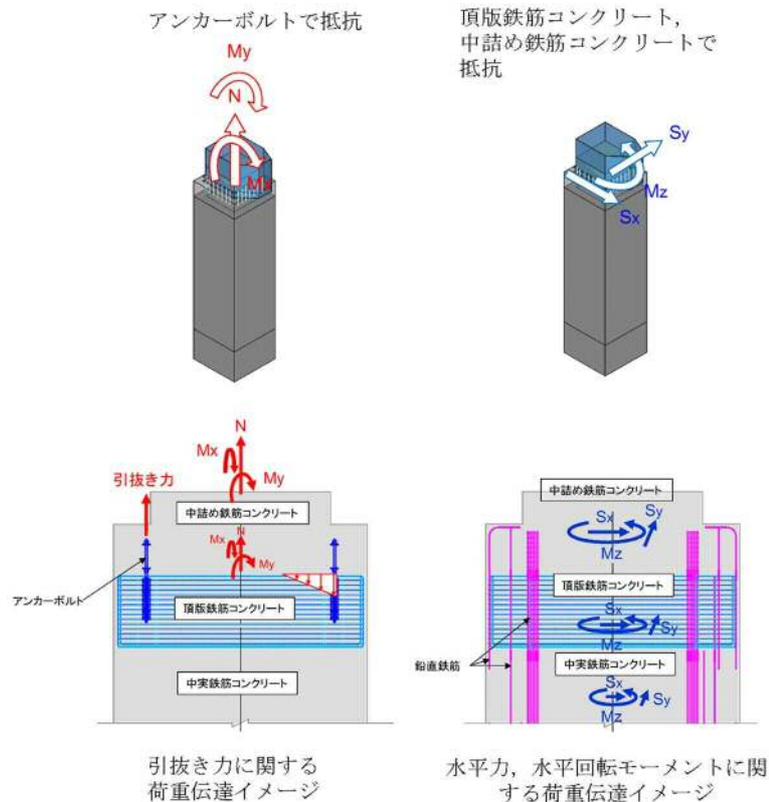


図 1.1-4 荷重伝達のメカニズム

2. 接合部の検討の背景と目的

直接定着式アンカーボルトは、道路・橋梁施設において多くの適用実績があるものの、津波荷重による水平力による大きなせん断力及び水平回転モーメントを受ける津波防護施設への適用は初めてとなる。したがって、地震荷重及び津波荷重による6成分の設計断面力が同時に接合部へ作用した場合においても、直接定着式アンカーボルトの負担する応力が弾性範囲内に収まることを3次元解析（COM3）により確認することで、直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性を示す。

また、接合部の設計方法は、各3成分の設計荷重に対して、荷重分担を考慮した各構造部材の技術基準に基づく弾性設計をそれぞれ行うものであるが、これらの構造部材が一体となり、6成分の設計荷重が同時に接合部へ作用した場合においても、全ての部材の応力が弾性範囲内に収まることを3次元解析（COM3）により確認することで、接合部の設計方法の妥当性を示す。

3. 検討方針

3.1 確認事項

(1) 設計荷重に対する直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認

3次元解析（COM3）により6成分の荷重が同時に作用した場合においても、アンカーボルトに生じる引張り発生応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。

(2) 接合部の設計方法の妥当性の確認

接合部の設計は、各部材毎に弾性範囲内で設計するが、部材が一体となった3次元構造において6成分の荷重が同時に作用した場合においても、3次元の材料非線形解析（COM3）によって各部材が弾性範囲内で設計荷重を受け持つことができていることを確認する。部材の照査部位、照査項目、適用基準並びに許容限界を表3.1-1に示す。

表 3.1-1 部材の照査部位、照査項目、適用基準並びに許容限界

	部 位	照 査 項 目	許容限界 (TP.+24m津波を考慮する場合)		許容限界が弾性範囲内か保有水平耐力範囲かの区分	適用基準	
				N/mm ²			
引抜き力 (Mx, My, N)	アンカーボルト	曲げ軸応力	降伏応力度	355	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編)	
		引抜き力	短期許容応力度	6	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編)	
		コーンせん断力(せん断補強筋の引張応力)	短期許容応力度	339.9	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編)	
水平力 (Sx, Sy)	頂版鉄筋コンクリート 及び 中詰め鉄筋コンクリート	鉄筋応力 (水平回転モーメントによる引張応力)	短期許容応力度	478.5	弾性範囲内	道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編), コンクリート標準示方書[構造性能照査編]	
		頂版鉄筋コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	短期許容応力度	32	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
			鉄筋応力 (水平力によるせん断応力)	短期許容応力度	339.9	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
	鉄筋応力 (水平回転モーメントによるせん断応力)		短期許容応力度	478.5	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針	
	水平回転モーメント (Mz)	中詰め鉄筋コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	短期許容応力度	32	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
			鉄筋応力 (水平力によるせん断応力)	短期許容応力度	339.9	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針
			鉄筋応力 (水平回転モーメントによるせん断応力)	短期許容応力度	478.5	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 道路土工カルバート工指針

(3) その他の確認項目

設計荷重（敷地に遡上する津波と余震の重畳時）を超える荷重を仮想した場合においても、十分な靱性を有する構造であることを確認する。

4. 3次元解析 (COM3) による妥当性評価

4.1 概要

3次元解析 (COM3) により、接合部の一体構造の挙動を考慮した精緻な解析を行い、設計荷重 (敷地に遡上する津波と余震の重畳時) に対する各部材の応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。また、設計荷重 (敷地に遡上する津波と余震の重畳時) を超える荷重を仮想した場合においても、十分な靱性を有する構造であることを確認する。

3次元解析 (COM3) の解析フローを図 4.1-1 に、3次元モデルの概念図を図 4.1-2 に示す。

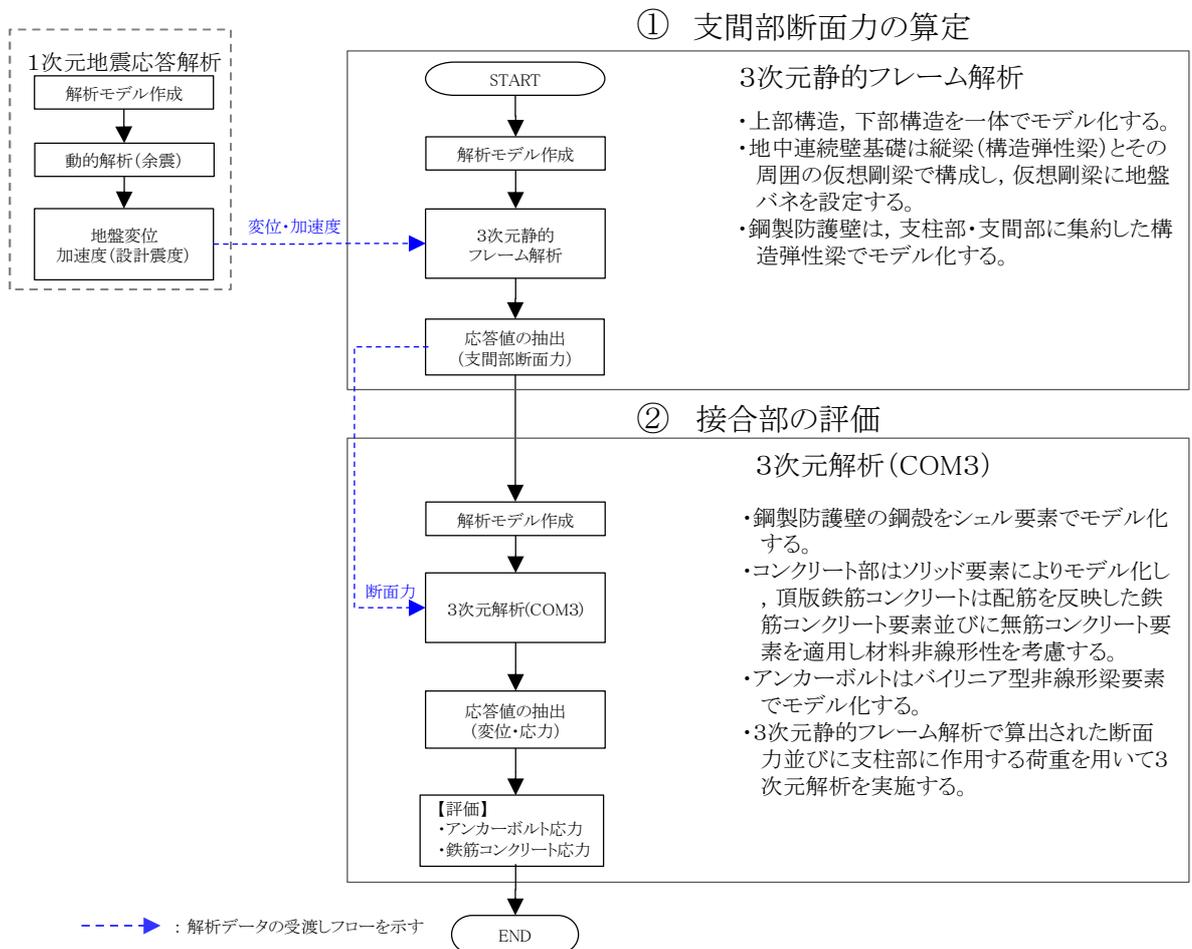


図 4.1-1 3次元解析 (COM3) の解析フロー

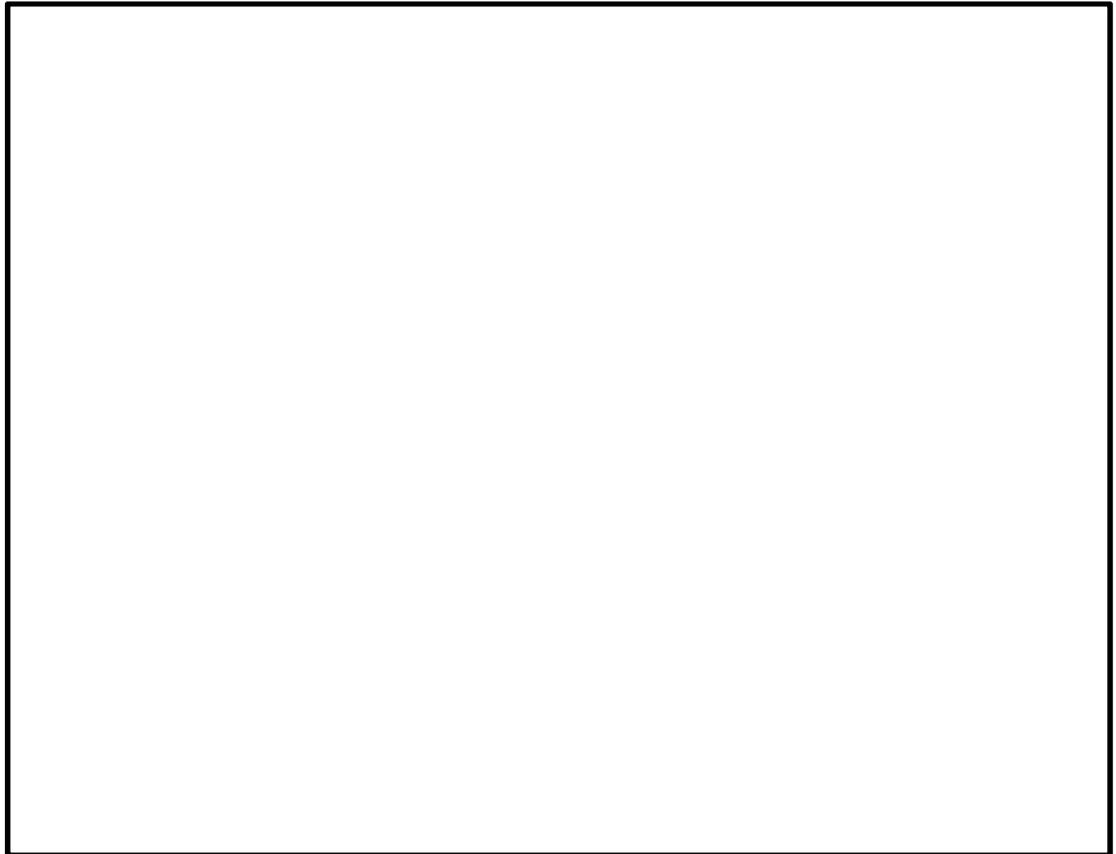


図 4.1-2 (1) 3次元静的フレーム解析モデルの概念図

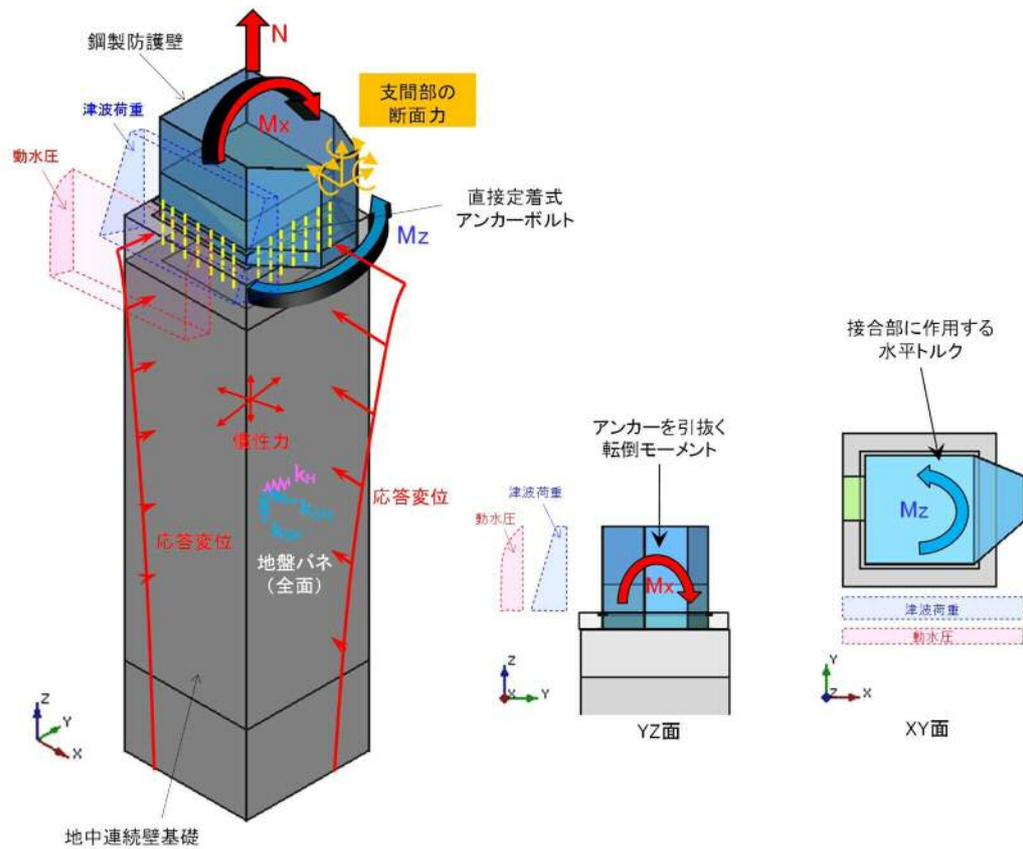


図 4.1-2 (2) 3次元解析モデルの概念図

- (1) 3次元静的フレーム解析（3次元解析（COM3）への入力荷重算定モデル）

津波荷重と余震影響を含む鋼製防護壁支間部の断面力を算定し、3次元解析（COM3）に断面力を受け渡す。
- (2) 3次元解析（COM3）

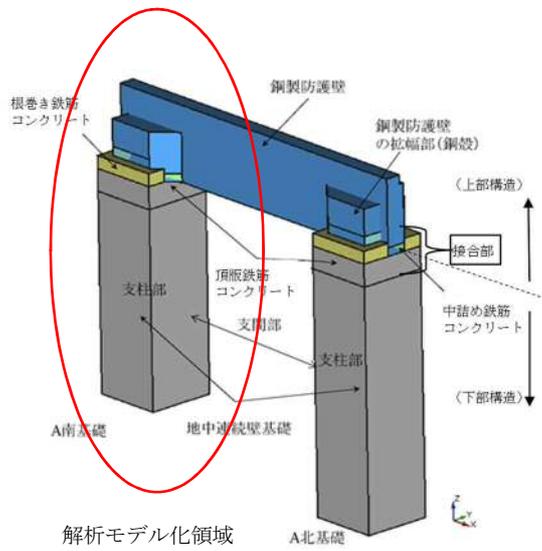
3次元静的フレーム解析で算出された断面力及び支柱部に作用する荷重を用いて3次元解析（COM3）を実施する。

 - a. 解析条件

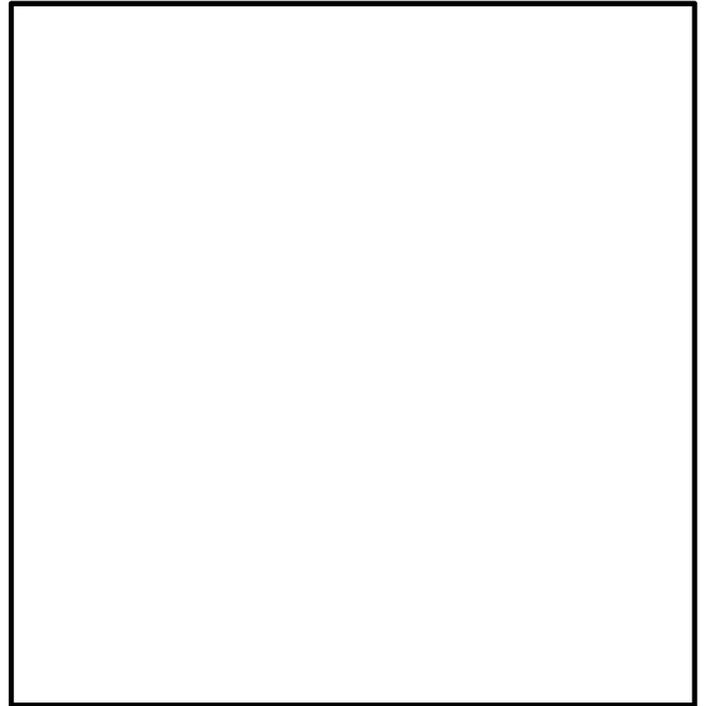
荷重条件は「1.2 接合部の設計思想」で述べたとおり、上部構造へかかる荷重が最も大きくなり、接合部への負担が厳しくなると考えられる敷地に遡上する津波と余震の重畳時を解析ケースとして選定する。解析に用いる余震時の地震動は S_d-D1 とする。
 - b. 構造物のモデル化

鋼製防護壁の解析モデルは、南側の上部構造と下部構造を一体とし、地中連続壁基礎前面に地盤バネを設定する。鋼製防護壁の鋼殻をシェル要素でモデル化する。コンクリート部はソリッド要素でモデル化し、頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートは配筋を反映した鉄筋コンクリート要素並びに無筋コンクリート要素を適用し材料非線形性を考慮する。その他の鉄筋コンクリートは、構造弾性梁でモデル化する。アンカーボルトはバイリニア型非線形梁要素でモデル化する。3次元静的フレーム解析で算出された断面力及び支柱部に作用する荷重を用いて3次元解析（COM3）を実施する。

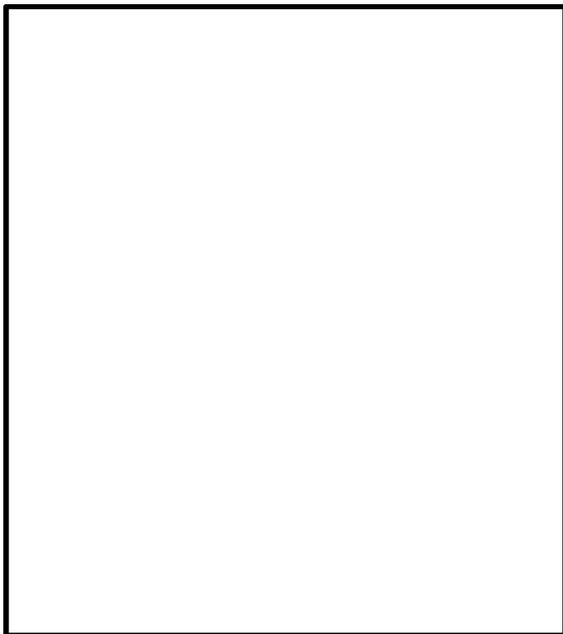
3次元解析モデルを図4.1-3に示し、構造図と解析モデル図の対比を図4.1-4に示す。解析に用いる荷重及び荷重の作用方向を図4.1-5に示す。



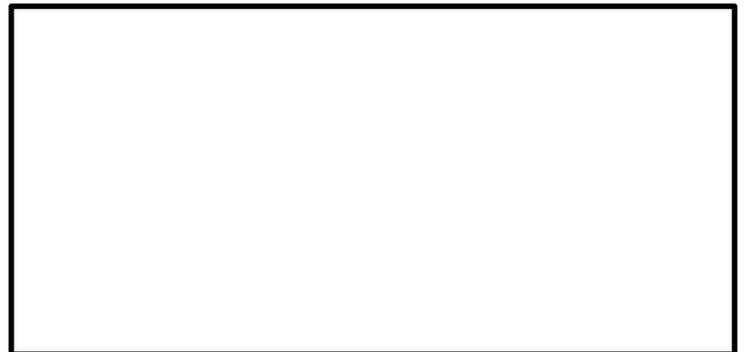
鋼製防護壁構造図



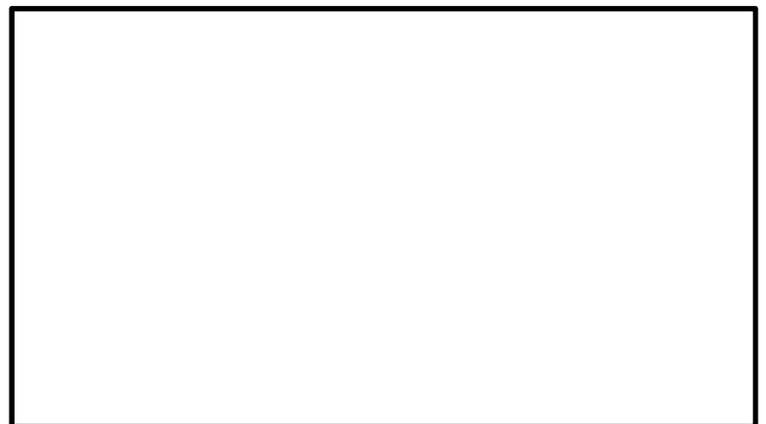
3次元解析モデル



3次元解析モデル (接続部拡大)



3次元解析モデル (中詰め部, 頂版部)



3次元解析モデル (直接定着式アンカーボルトの定着部)

図 4.1-3 3次元解析モデル

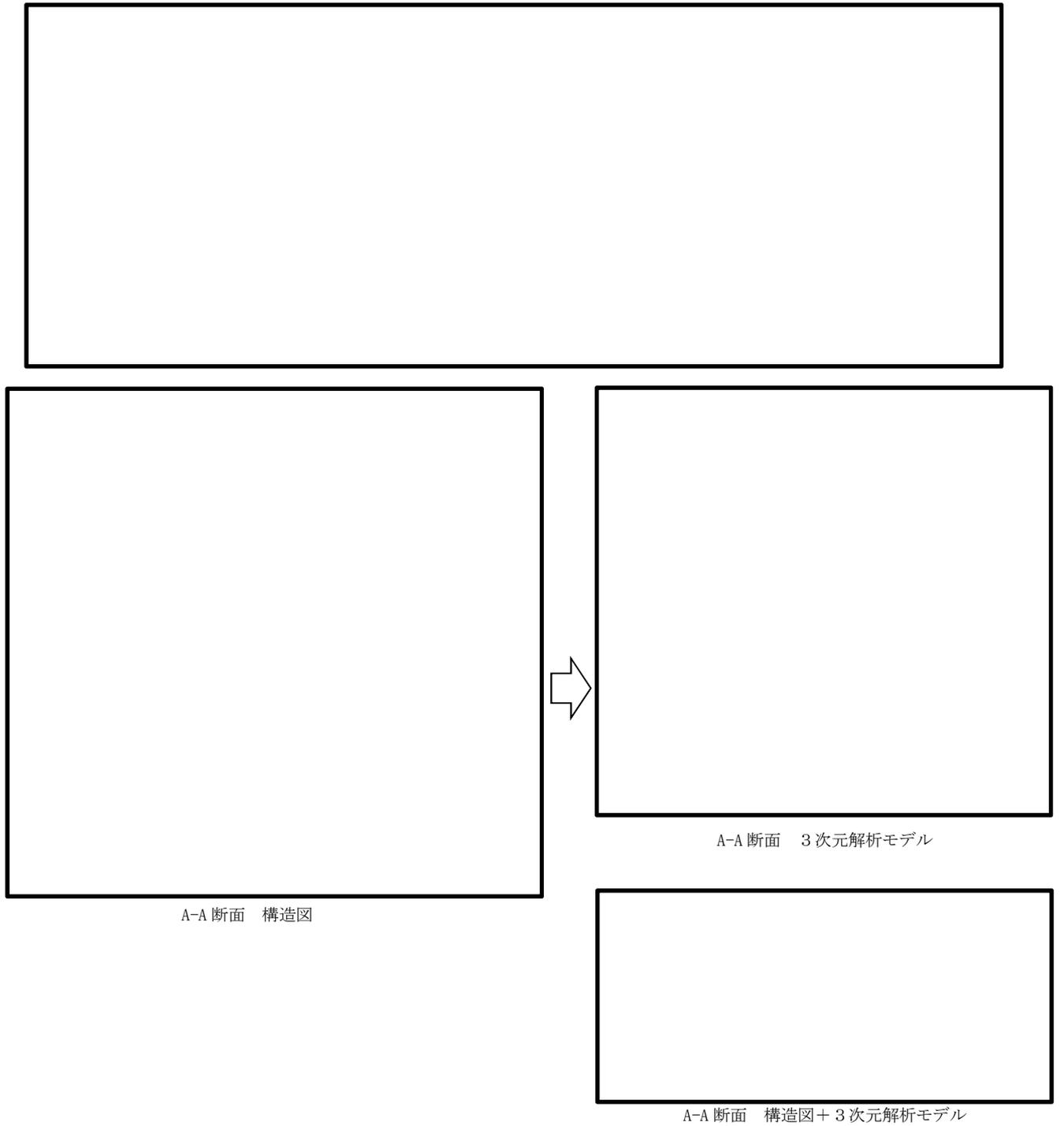


図 4.1-4 構造図と解析モデル図の対比



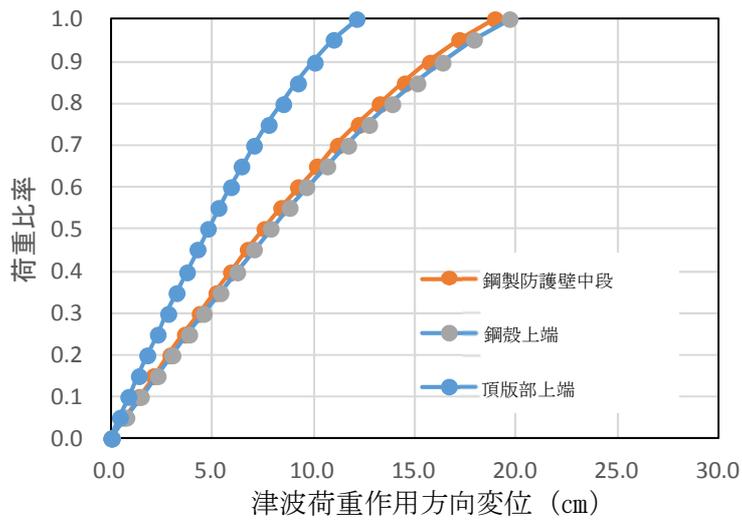
図 4.1-5 荷重及び荷重の作用方向

4.2 設計荷重に対する直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認

(1) 荷重～変位関係

設計荷重（敷地に遡上する津波と余震の重畳時）に対する鋼製防護壁における各部材の発生応力が許容限界以下である状態に対応した荷重～変位関係を確認した。津波荷重作用方向変位と荷重比率の関係を図 4.2-1 に示し、各部材の変形及び変形コンターを図 4.2-2 に示す。

荷重比率は設計荷重に対する照査荷重の大きさの倍率のことを意味し、荷重比率 1.0 は解析における荷重が設計荷重に達したことを意味する。



(地中連続壁基礎下端からの変位)

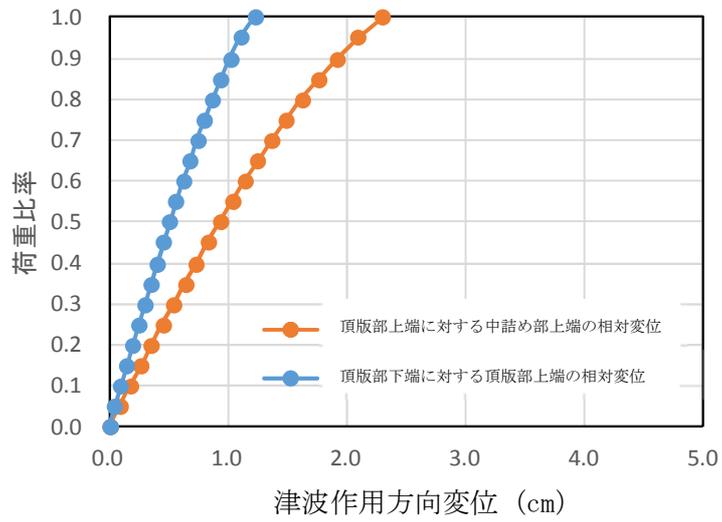


図 4.2-1 津波時荷重比率と津波荷重作用方向変位の関係

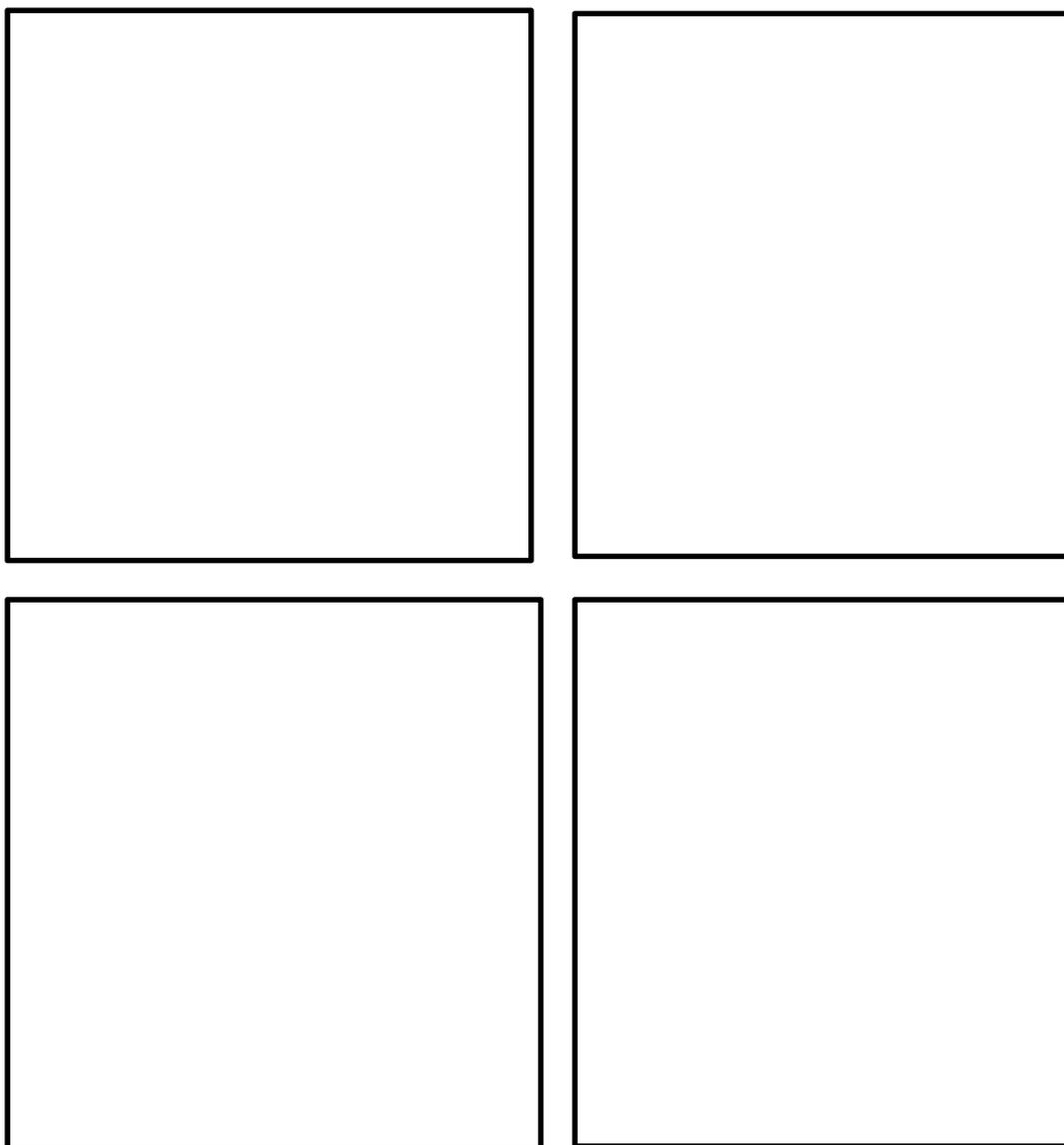


図 4.2-2 変形及び変形コンター（倍率 50 倍）

(2) アンカーボルトの応力（曲げ軸応力）

設計荷重（敷地に遡上する津波と余震の重畳時）に対するアンカーボルトに発生する応力（曲げ軸応力）が許容限界以下であることを確認し、アンカーボルトに発生する応力（曲げ軸応力）が「鋼構造物設計基準」の適用範囲内であることを確認した。頂版上端位置でのアンカーボルトの曲げ軸応力と荷重比率の関係及びアンカーボルトの位置図を図 4.2-3 に示す。

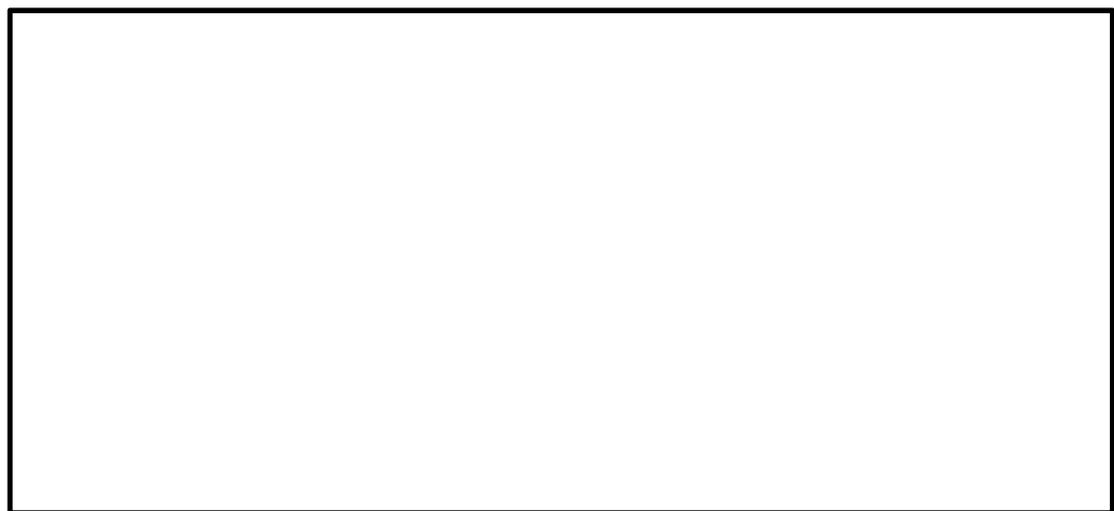
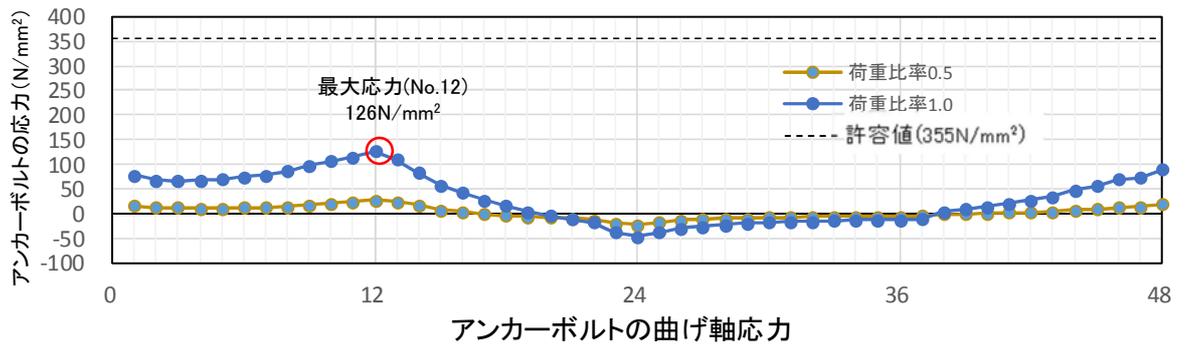
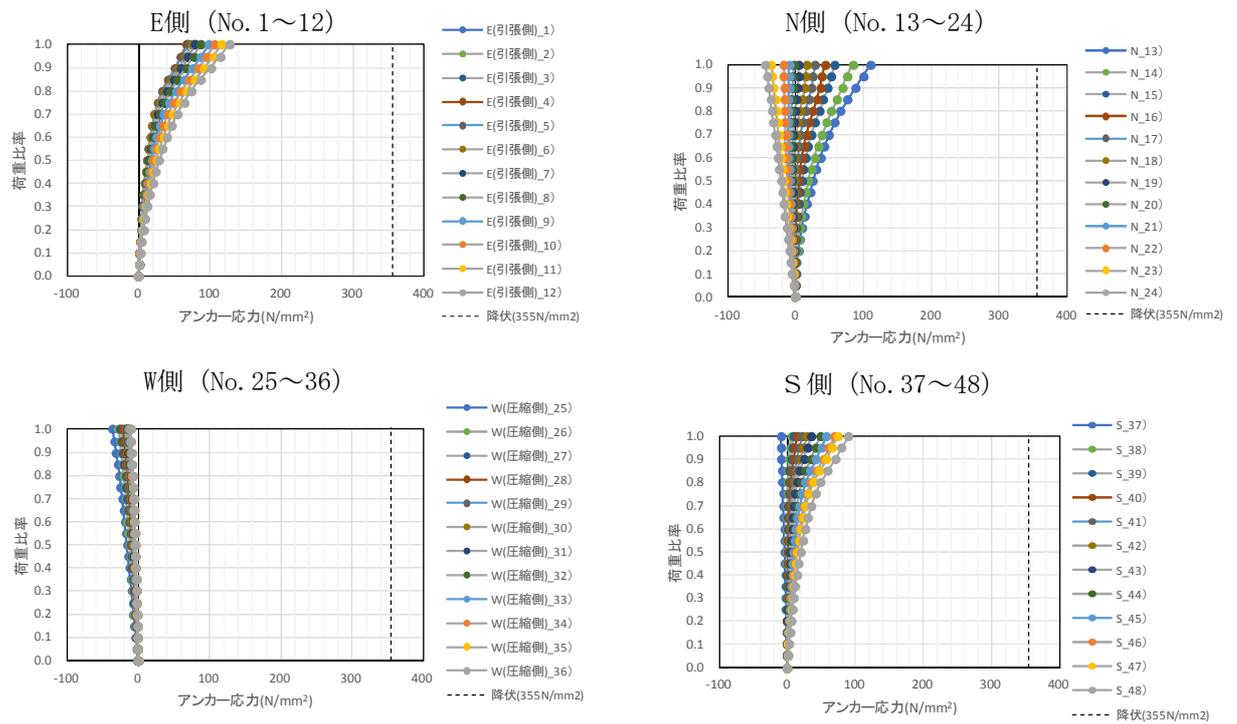


図 4. 2-3 頂版上端位置でのアンカーボルトの曲げ軸応力と荷重比率の関係
及びアンカーボルトの位置図

(3) アンカーボルト定着部の応力の深度分布（引抜き力）

設計荷重（敷地に遡上する津波と余震の重畳時）に対するアンカーボルト定着部に発生する応力（引抜き力）が許容限界以下であることを確認し、アンカーボルト定着部に発生する応力（引抜き力）が「鋼構造物設計基準」の適用範囲内であることを確認した。最も軸応力が高いNE角部（No. 12）でのアンカー一部の応力深度分布を図4.2-4に示す。

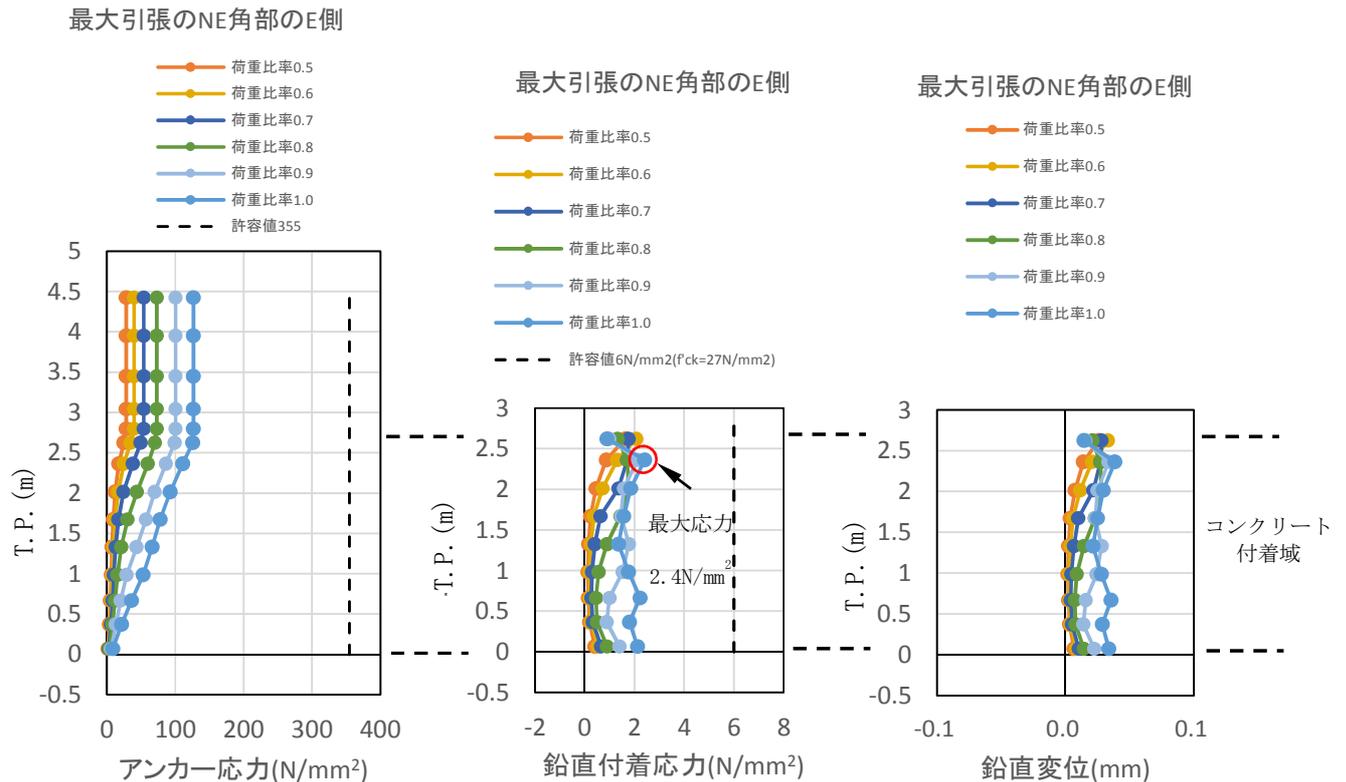
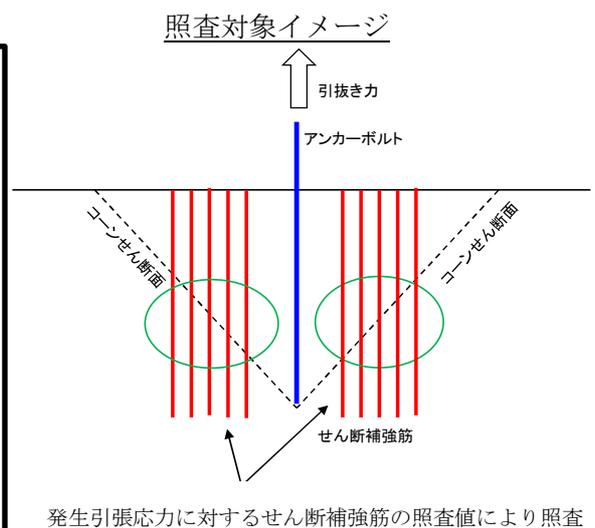
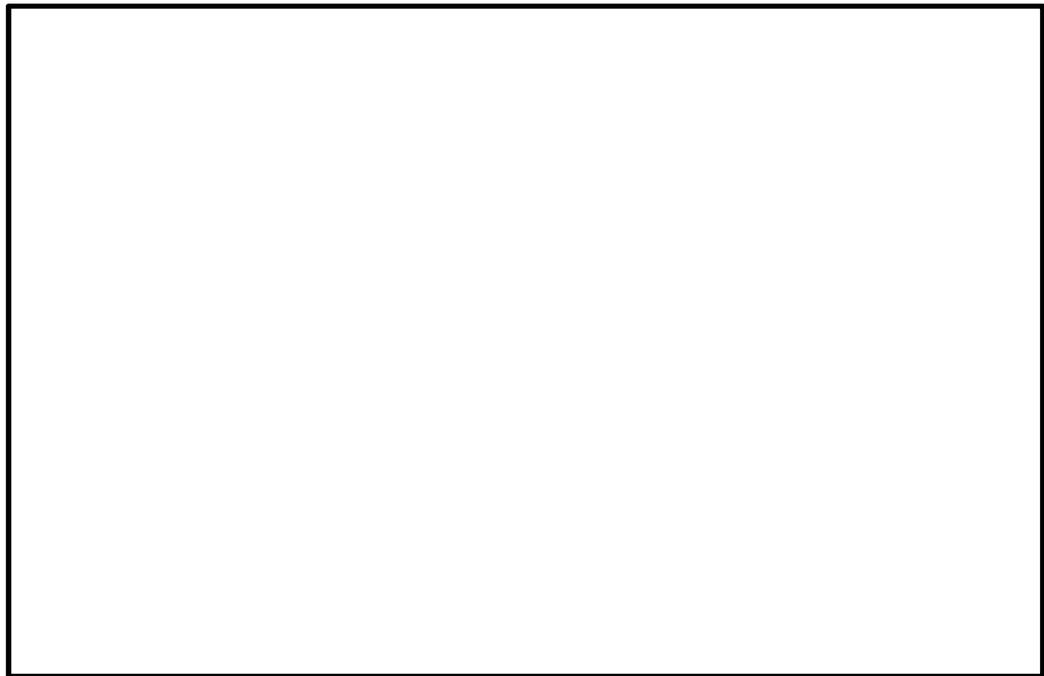


図 4.2-4 最も軸応力が高いNE角部（No. 12）でのアンカーボルト定着部の応力深度分布

(4) アンカーボルト定着部のせん断補強筋の引張応力

設計荷重（敷地に遡上する津波と余震の重畳時）に対するアンカーボルト定着部に発生するせん断補強筋の応力（引張応力）が許容限界以下であることを確認し、アンカーボルト定着部に発生する応力（引張応力）が「鋼構造物設計基準」の適用範囲内であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるアンカーボルト定着部（せん断補強筋）のひずみコンターを図 4.2-5 に示す。



* 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.2-5 荷重比率 1.0 におけるアンカーボルト定着部（せん断補強筋）のひずみコンター

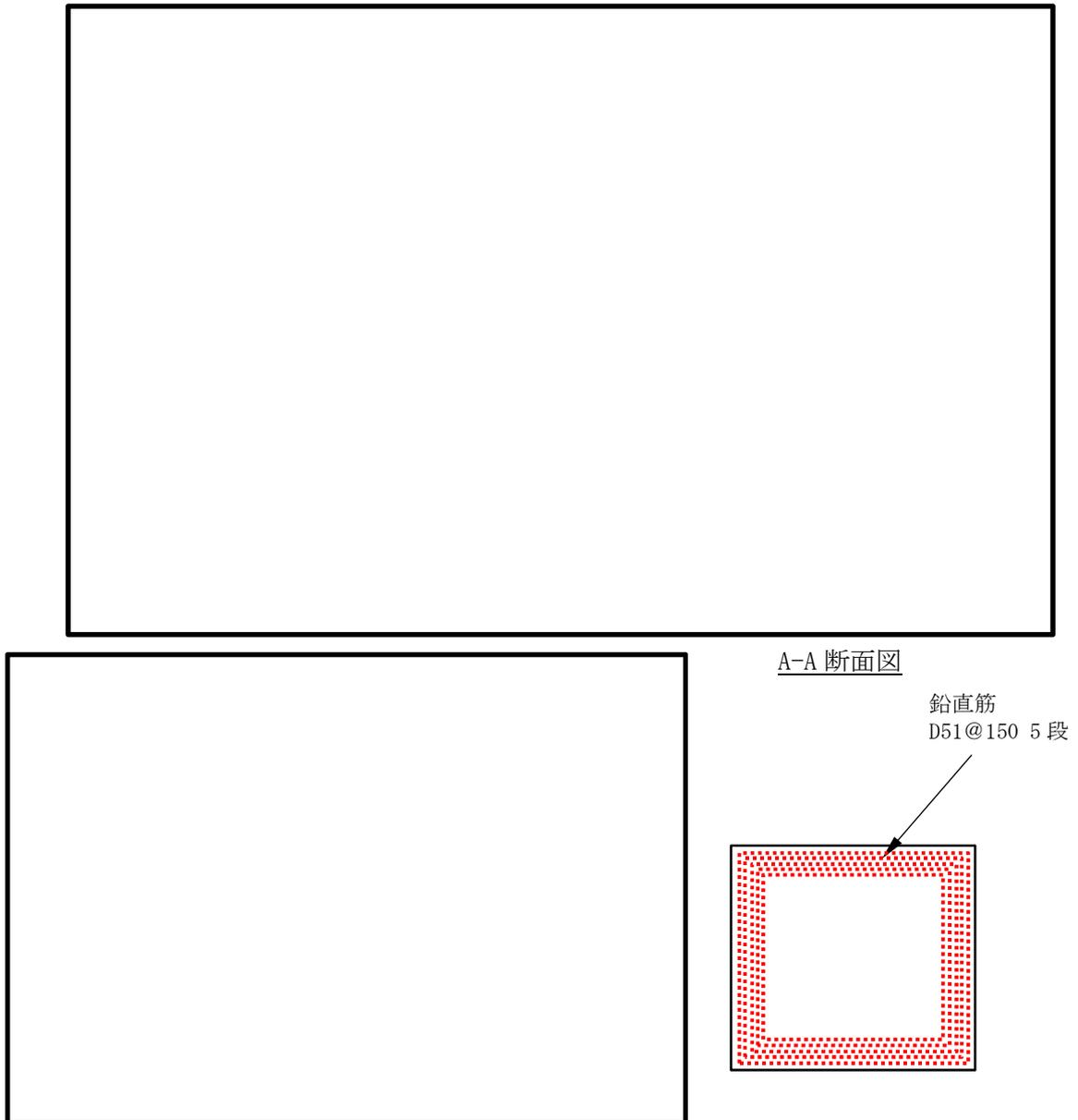
(5) 直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認結果

設計荷重による 6 成分の設計断面力が同時に接合部へ作用した場合においても、直接定着式アンカーボルトが負担する応力が弾性範囲内に収まることを 3 次元解析 (COM3) で確認したことにより、直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性を確認した。

4.3 接合部の設計方法の妥当性の確認

(1) 頂版部及び中詰部の水平回転モーメントによる引張応力

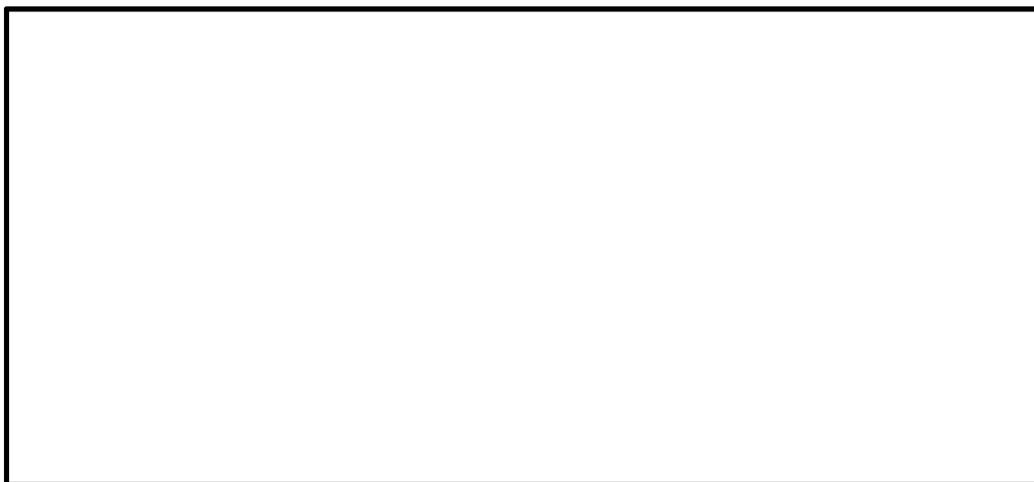
頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの鉛直筋に発生する水平回転モーメントによる応力（引張応力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 における中詰め鉄筋コンクリート貫通鉛直筋の Z 方向ひずみコンターを図 4.3-1 に示す。



* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。
図 4.3-1 荷重比率 1.0 における中詰め鉄筋コンクリート貫通鉛直筋の Z 方向ひずみコンター

(2) 頂版部のコンクリート（圧縮応力）

設計荷重（敷地に遡上する津波と余震の重畳時）に対する頂版部のコンクリートに発生する応力（圧縮応力）が許容限界以下であることを確認した。頂版部のコンクリートのひずみ状況を図 4.3-2 に示す。



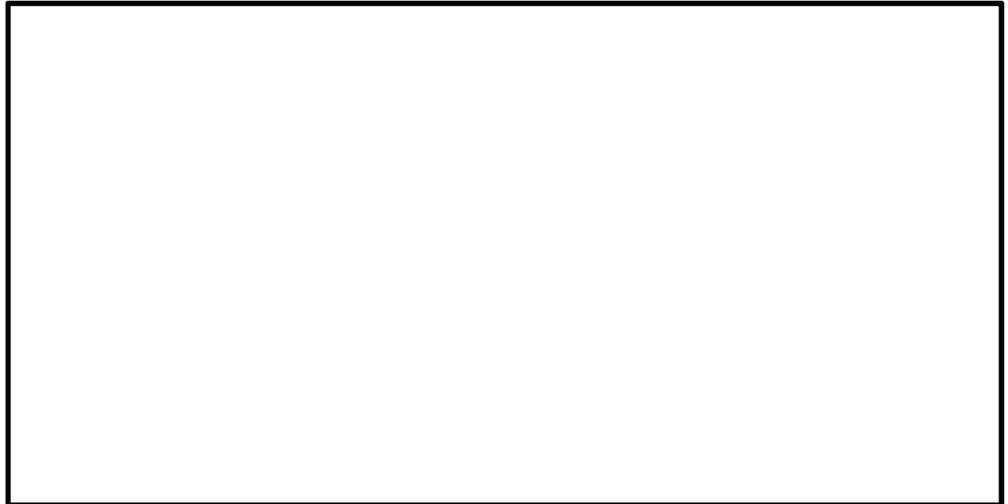
* 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-2 頂版部のコンクリートのひずみ状況

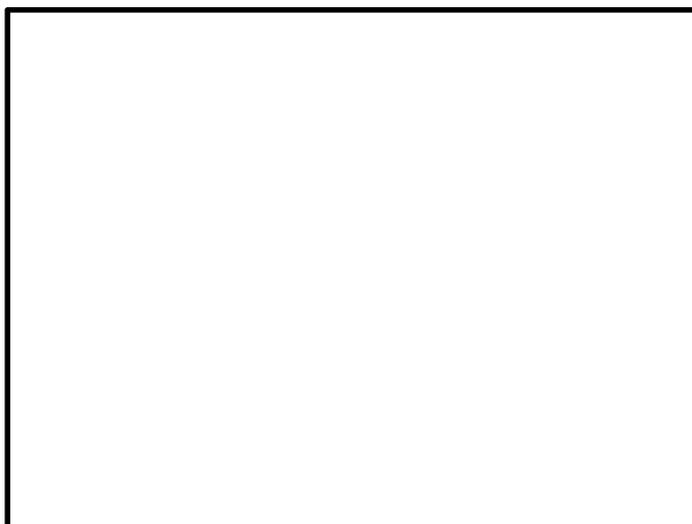
(3) 頂版部の水平力によるせん断応力

設計荷重（敷地に遡上する津波と余震の重畳時）に対する頂版鉄筋コンクリートに発生する水平力による応力（せん断応力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるせん断補強筋の X 方向及び Y 方向ひずみコンターを図 4.3-3 に示す。

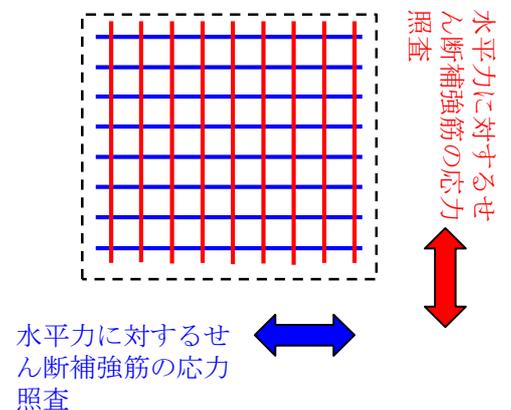
(X 方向ひずみ)



(Y 方向ひずみ)



A-A 平面図



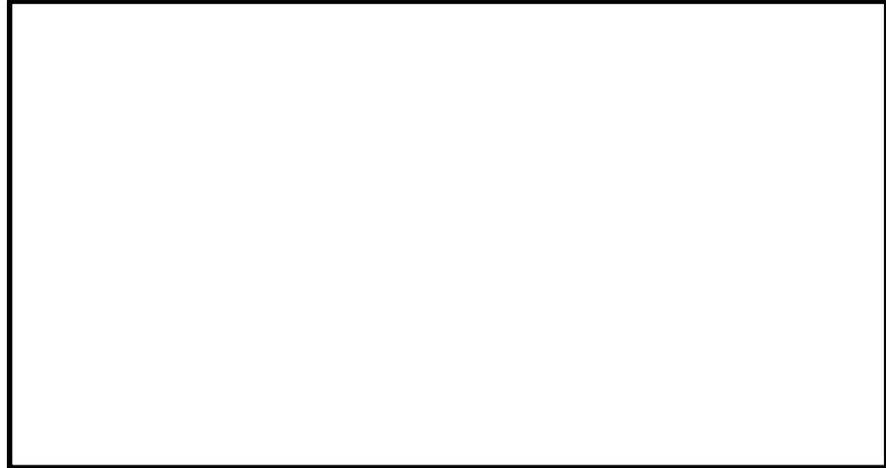
* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-3 荷重比率 1.0 におけるせん断補強筋のひずみコンター

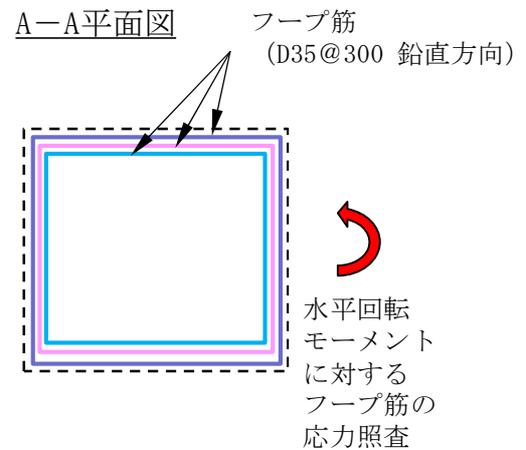
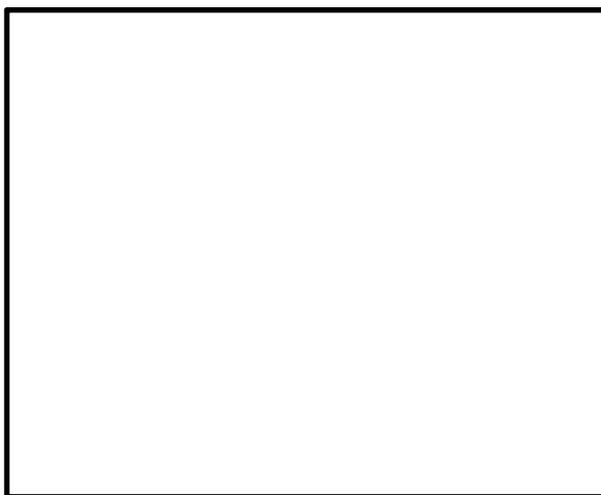
(4) 頂版部の水平回転モーメントによるせん断応力

設計荷重（敷地に遡上する津波と余震の重畳時）に対する頂版鉄筋コンクリートに発生する水平回転モーメントによる応力（せん断応力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるフープ筋ひずみコンターを図 4.3-4 に示す。

(X 方向ひずみ)



(Y 方向ひずみ)

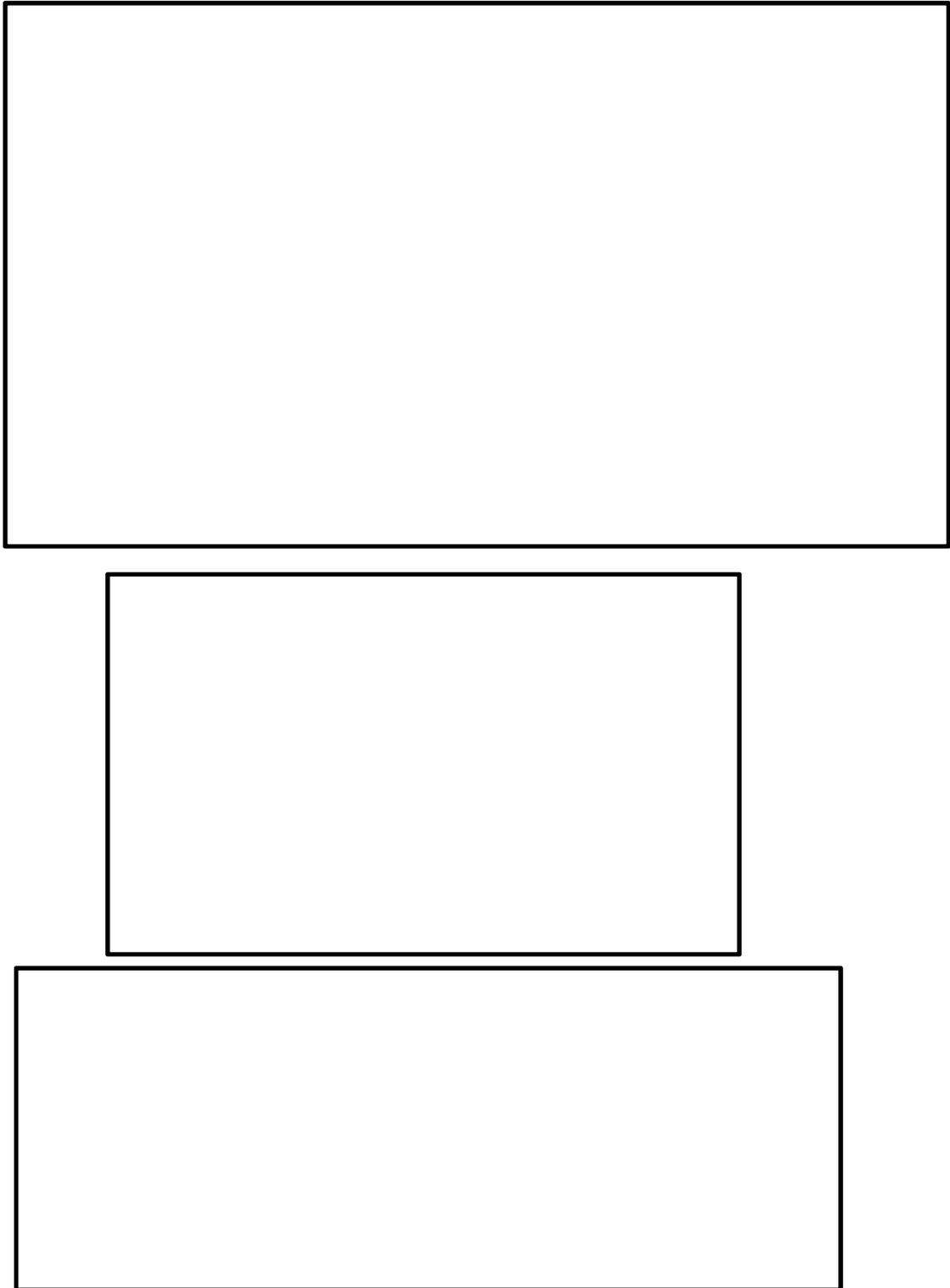


* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-4 荷重比率 1.0 におけるフープ筋のひずみコンター

(5) 中詰め部のコンクリート（圧縮応力）

設計荷重（敷地に遡上する津波と余震の重畳時）に対する中詰め部のコンクリートに発生する応力（圧縮応力）が許容限界以下であることを確認した。中詰め部のコンクリートのひずみ状況を図 4.3-5 に示す。

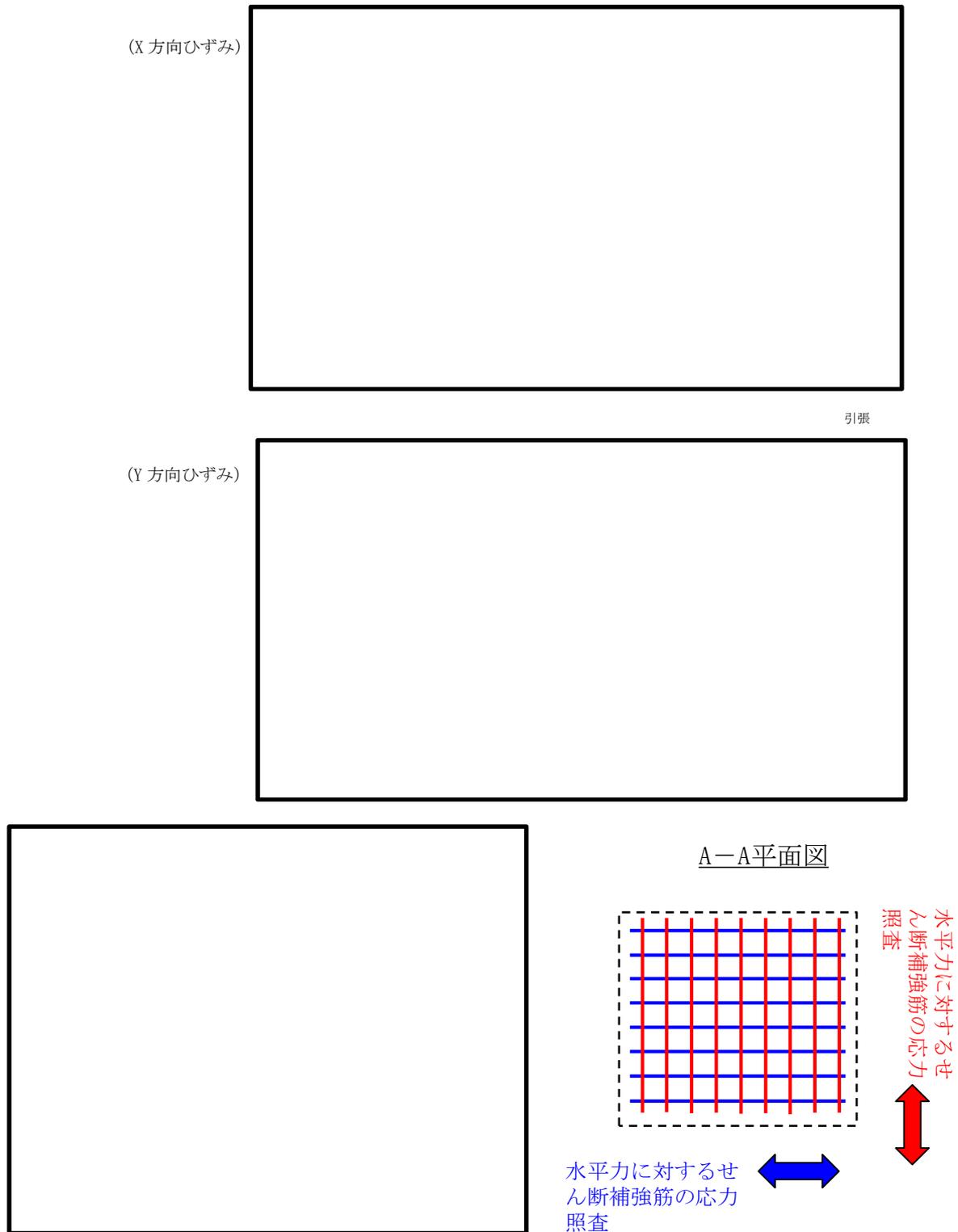


* 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-5 中詰め部のコンクリートのひずみ状況

(6) 中詰部の水平力によるせん断応力

設計荷重（敷地に遡上する津波と余震の重畳時）に対する中詰め鉄筋コンクリートに発生する水平力による応力（せん断応力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるせん断補強筋の X 方向及び Y 方向のひずみコンターを図 4.3-6 に示す。



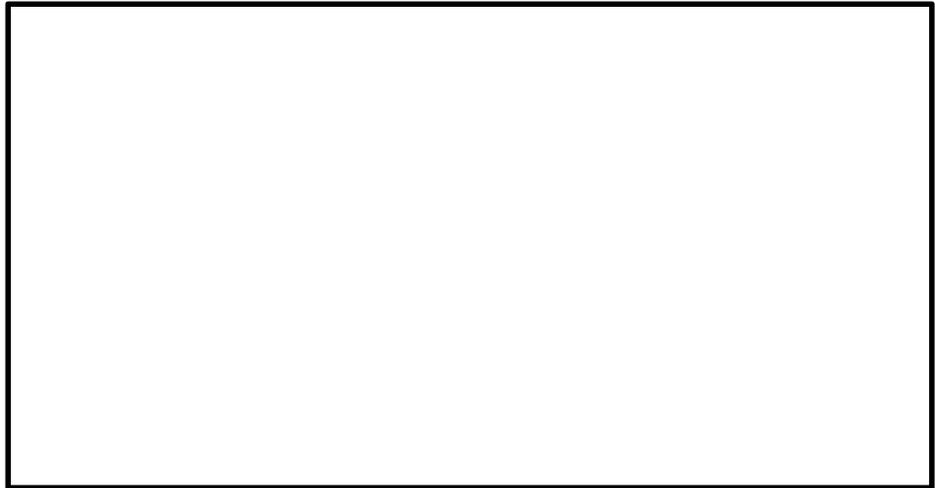
* 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-6 荷重比率 1.0 におけるせん断補強筋のひずみコンター

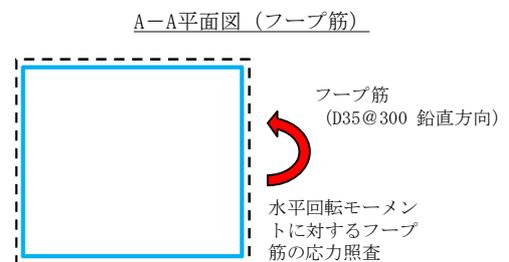
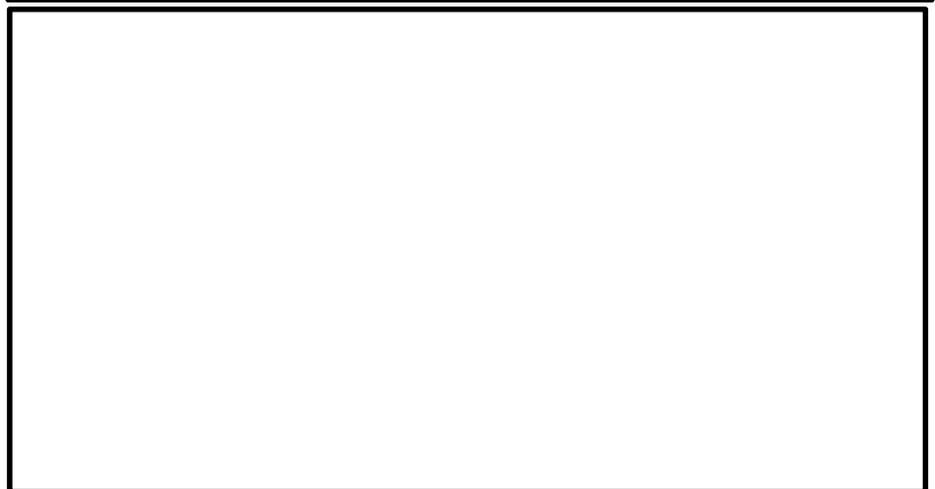
(7) 中詰め部の水平回転モーメントによるせん断応力

設計荷重（敷地に遡上する津波と余震の重畳時）に対する中詰め鉄筋コンクリートに発生する水平回転モーメントによる応力（せん断応力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるフープ筋のひずみコンターを図 4.3-7 に示す。

(X 方向ひずみ)



(Y 方向ひずみ)



* 3次元解析（COM3）による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.3-7 荷重比率 1.0 におけるフープ筋のひずみコンター

(8) 接合部の設計方法の妥当性の確認

設計荷重に対する接合部の設計方法は、各3成分の設計荷重に対して、荷重分担を考慮した各構造部材の技術基準に基づく弾性設計をそれぞれ行うものであるが、これらの構造部材が一体となった3次元構造モデルについて、6成分の設計荷重が同時に接合部へ作用した場合においても、全ての部材の応力が弾性範囲内に収まることを3次元解析（COM3）で確認したことにより、設計方法の妥当性を確認した。

なお、設計荷重作用時には鉄筋コンクリートの発生応力が短期許容応力度以内に収まるため、有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した。

解析結果一覧を表4.3-1に示す。

表4.3-1 解析結果一覧

	部 位	照査項目	許容限界 N/mm ²	最大発生応力度*2 N/mm ²	照査値*2 (発生応力度/許容限界)	判定	
引抜き力 (Mx, My, N)	アンカー ボルト	曲げ軸応力	355	126 (321)	0.36 (0.91)	OK	
		引抜き力	6	2.4 (5.3)	0.40 (0.89)	OK	
		コーンせん断力 (せん断補強筋の引張応力)	339.9	125 (167)	0.37 (0.50)	OK	
水平力 (Sx, Sy)	頂版鉄筋 コンクリート及び中 詰め鉄筋 コンクリート	鉄筋応力(鉛直筋) (水平回転モーメントによる引張応力)	478.5	362 (211)	0.76 (0.45)	OK	
		コンクリート応力 (圧縮応力)	32	27 (10)	0.85 (0.32)	OK	
	頂版鉄筋 コンクリート	鉄筋応力(せん断補強筋) (水平力によるせん断応力)	339.9	316 (-*)3	0.93 (-*)3	OK	
		鉄筋応力(フープ筋) (水平回転モーメントによるせん断応力)	478.5	315 (447)	0.66 (0.94)	OK	
	水平回転モーメント (Mz)	中詰め鉄筋 コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	32	16 (-*)4	0.50 (-*)4	OK
			鉄筋応力(せん断補強筋) (水平力によるせん断応力)	339.9	167 (299)	0.50 (0.88)	OK
鉄筋応力(フープ筋) (水平回転モーメントによるせん断応力)			478.5	345 (334)	0.73 (0.70)	OK	

- *1：最大発生応力度は、3次元解析（COM3）において、6成分の設計荷重が同時に接合部へ作用した場合の発生応力度である。
- *2：上段は、設計荷重に対する3次元解析（COM3）に基づく照査値であり、下段の（）内は、部材毎の設計荷重に対する各基準類に基づく照査値である。
- *3：コンクリートのみでせん断力を負担できるため、「コンクリート標準示方書[構造的照査編]」による最小鉄筋量を考慮した上で、保守的な配慮として鉄筋径の仕様を上げることで更なる安全余裕を有する構造とする。
- *4：各基準類にしたがい、設計上中詰め鉄筋コンクリート部の曲げ圧縮力に対しては、中詰め鉄筋コンクリートが負担することを期待せず、鋼殻のみでも負担可能としている。

表4.3-1より、3次元解析（COM3）による照査結果は、設計荷重に対する各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定しているが、全ての部材について照査値が1.0以下であり、許容値を満足していることから安全余裕を有する構造であることを確認した。

頂版鉄筋コンクリート（せん断補強筋）について、3次元解析（COM3）による照査値が0.93となっているのは、設計上コンクリートのみでせん断力を負担できるため、各基準類にしたがい最小鉄筋量を配置したこと、及び設計荷重に対する各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて応力を求め照査値を算定していること、並びに最大局所ひずみに着目して照査値を算定していることによるものであるが、保守的な配慮として鉄筋径の仕様を上げることで更なる安全余裕を有する構造とする。

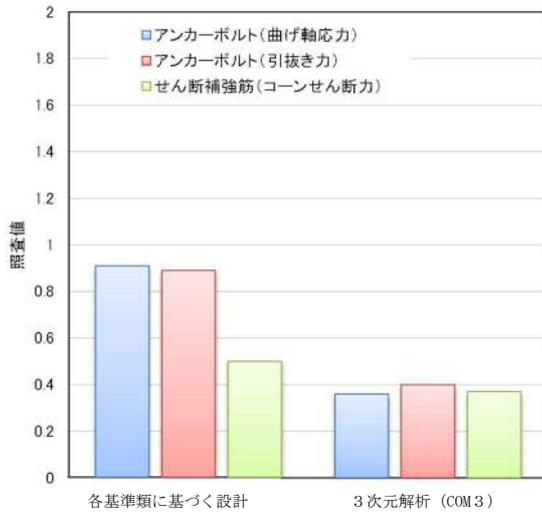
4.4 伝達メカニズムと3次元挙動の整理

(1) 各基準類に基づく設計による照査結果と3次元解析（COM3）による照査結果の整理

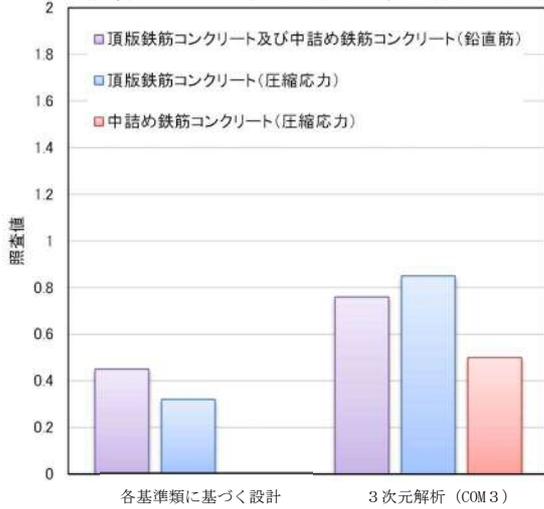
アンカーボルトは「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づき設計を行ったのに対し、3次元解析（COM3）では構成部材が一体となった3次元構造モデルを用いてより詳細な解析を行った結果、アンカーボルトについては3次元解析（COM3）による照査結果の方が、各基準類に基づく設計での評価よりもアンカーボルトの安全余裕が高いことが確認された。これは、接合部に対する引抜き力は、最初は主にアンカーボルトが負担するが、次第にアンカーボルトの内側にある頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの鉛直筋（D51）にも分配されるようになり、アンカーボルトの荷重負担が低減されるメカニズムとなっている。

各基準類に基づく設計による照査結果と3次元解析（COM3）による照査結果の比較図を図4.4-1に示し、各基準類に基づく設計と3次元解析（COM3）の荷重伝達メカニズムを図4.4-2に示す。

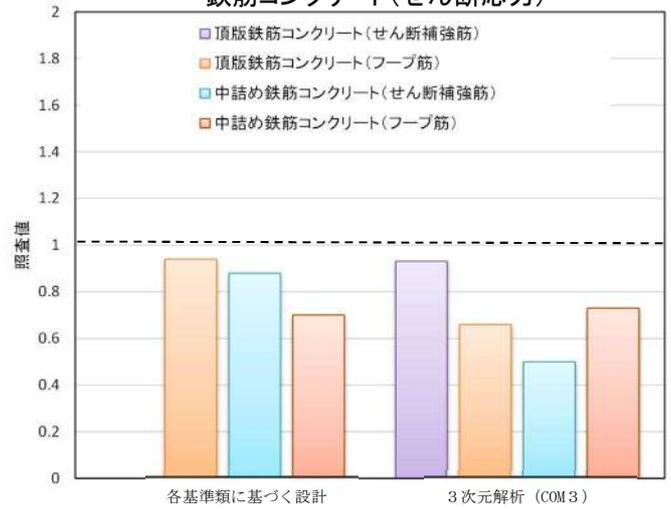
アンカーボルト



鉄筋コンクリート(引張応力, 圧縮応力)



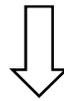
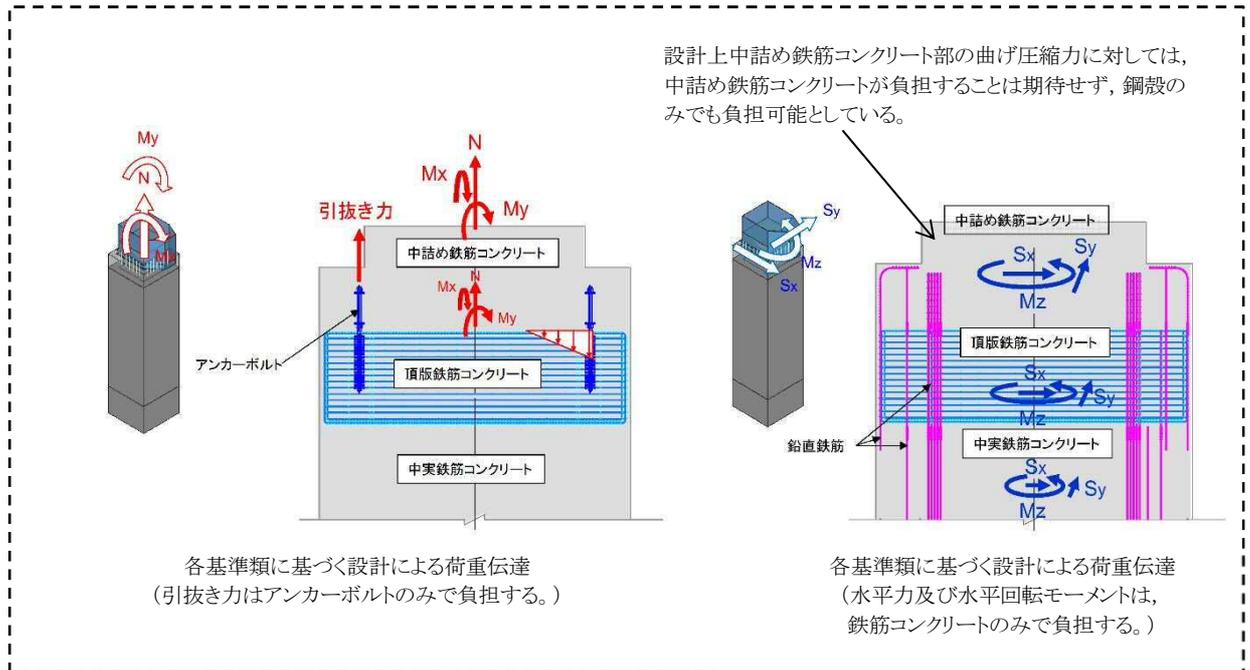
鉄筋コンクリート(せん断応力)



* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.4-1 各基準類に基づく設計による照査結果と3次元解析 (COM3) による照査結果の比較図

各基準類に基づく設計



3次元解析 (COM3)

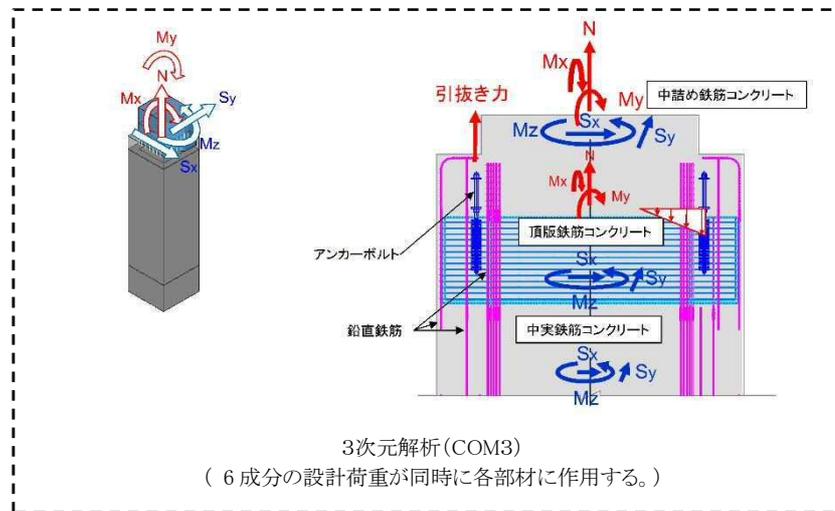


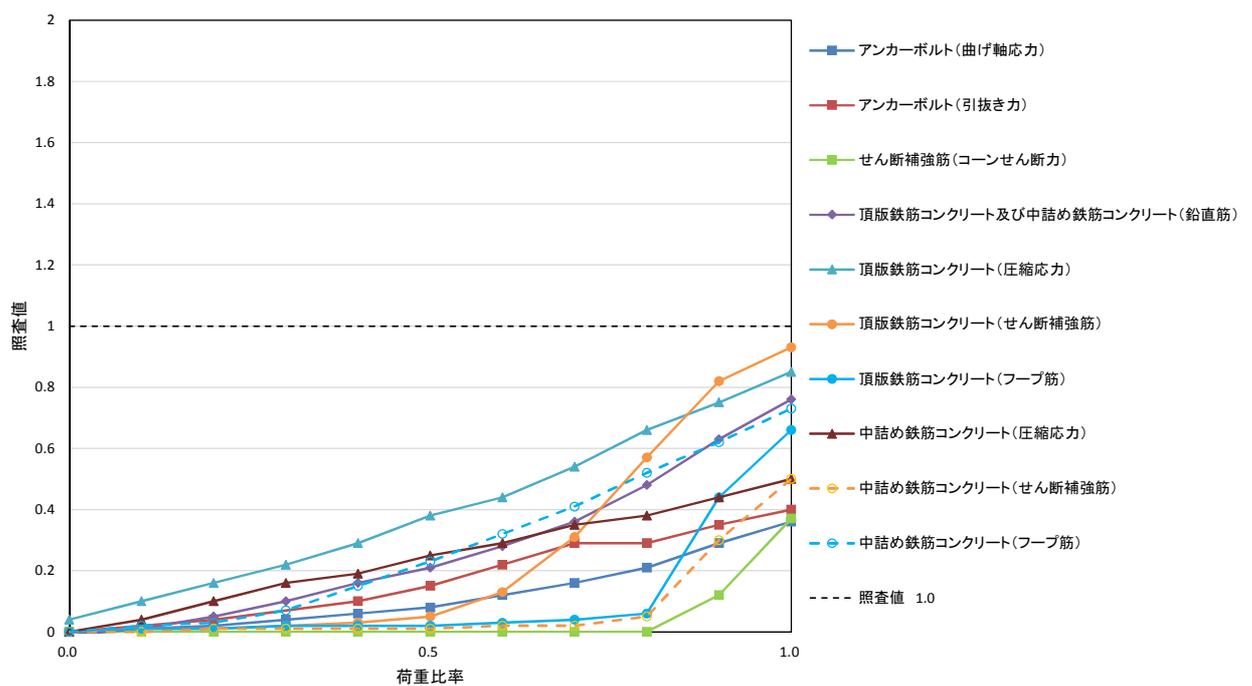
図 4.4-2 各基準類に基づく設計と 3次元解析 (COM3) の荷重伝達メカニズム

(2) 荷重の伝達メカニズム及び3次元挙動

3次元解析 (COM3) による解析結果 (照査値と荷重比率との関係) を図 4.4-3 に示す。

図 4.4-3 の解析結果から、下記のことが確認された。

- ・ 頂版鉄筋コンクリート (せん断補強筋) が主に負担している荷重は、荷重比率 0.8 以降において頂版鉄筋コンクリート (フープ筋) 及び中詰め鉄筋コンクリート (せん断補強筋) に分配されている。その際、急激に荷重負担が増加する部材はなく、概ね同様の勾配で推移している。
- ・ 荷重比率 0.7 程度までは接合部の引抜き力を主にアンカーボルトが負担しているが、荷重比率 0.7 程度以降は主に頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの鉛直筋 (D51) が負担するようになり、適切に負担荷重が分配されている。
- ・ 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定しているものであるが、荷重比率 1.0 (設計荷重) において、3次元解析 (COM3) による全ての部材の照査値が 1.0 以下となっていることから、これらの部材が一体となった構造は、設計荷重に対して安全余裕を有する構造である。



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

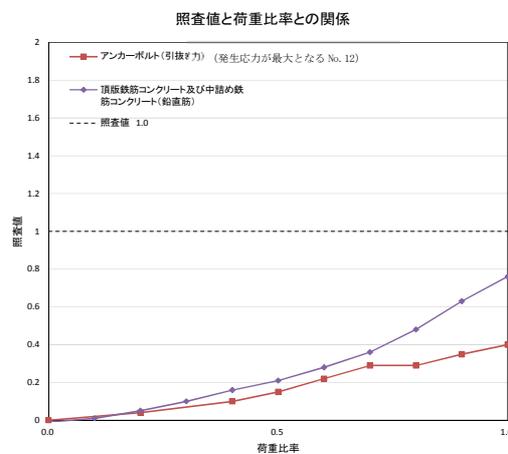
* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

図 4.4-3 3次元解析 (COM3) による解析結果 (照査値と荷重比率との関係)

a. アンカーボルト（引抜き力）と頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）の評価

荷重比率 0.7 程度までは接合部の引抜き力を主にアンカーボルトで負担しているが、荷重比率 0.7 程度以降は主に頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの鉛直筋（D51）が負担するよう、適切に負担荷重が分配されている。

頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）の照査値と荷重比率との関係を図 4.4-4 に、各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）のひずみコンターを図 4.4-5 に示す。



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

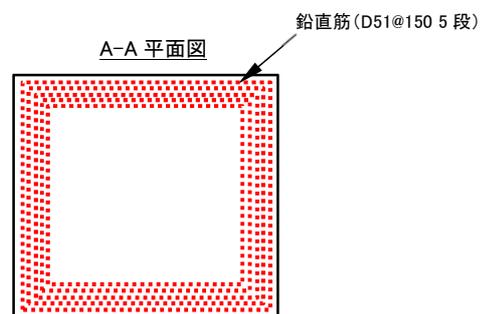


図 4.4-4 頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリート（鉛直筋）の照査値と荷重比率との関係

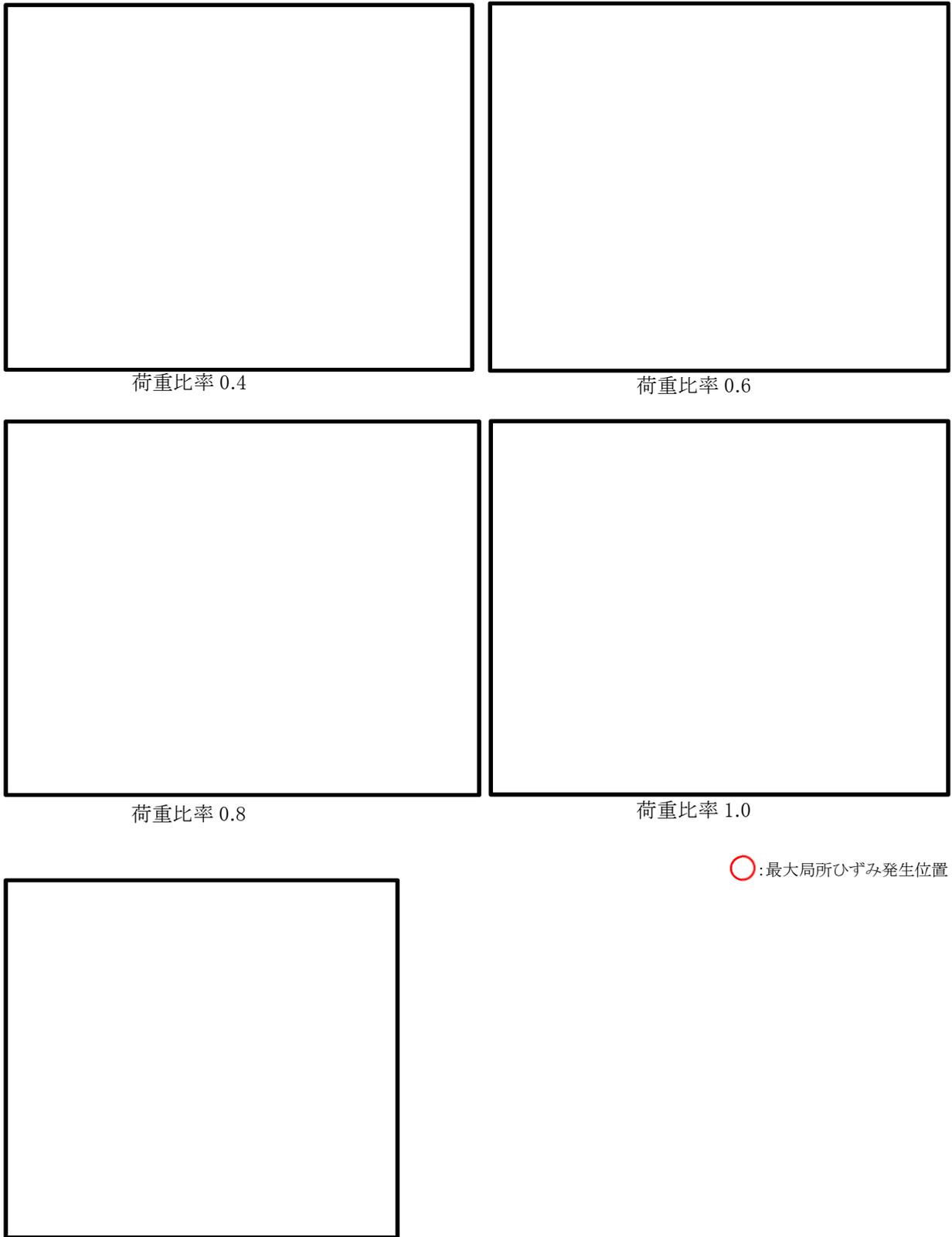


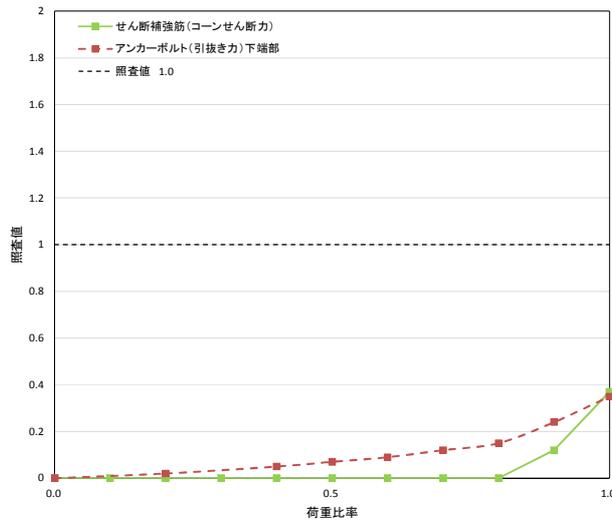
図 4.4-5 各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋
コンクリート（鉛直筋）のひずみコンター

b. アンカーボルト（せん断補強筋）の評価

アンカーボルト（せん断補強筋）は、荷重比率 0.8 程度以降において、アンカーボルトの周りに配置したせん断補強筋が鉛直方向の荷重を負担する傾向にある。

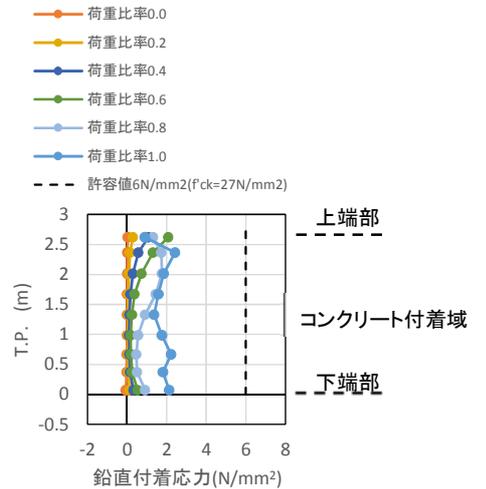
アンカーボルト（せん断補強筋）及びアンカーボルト（引抜き力）の照査値と荷重比率との関係を図 4.4-6 に示し、各荷重比率におけるアンカーボルト（せん断補強筋）のひずみコンターを図 4.4-7 に示す。

照査値と荷重比率との関係



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。



* 発生応力が最大となる No. 12 における (引抜き力)



照査対象イメージ

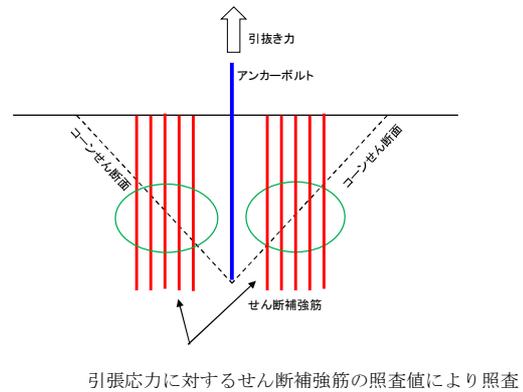


図 4.4-6 アンカーボルト (せん断補強筋) 及びアンカーボルト (引抜き力) の照査値と荷重比率との関係

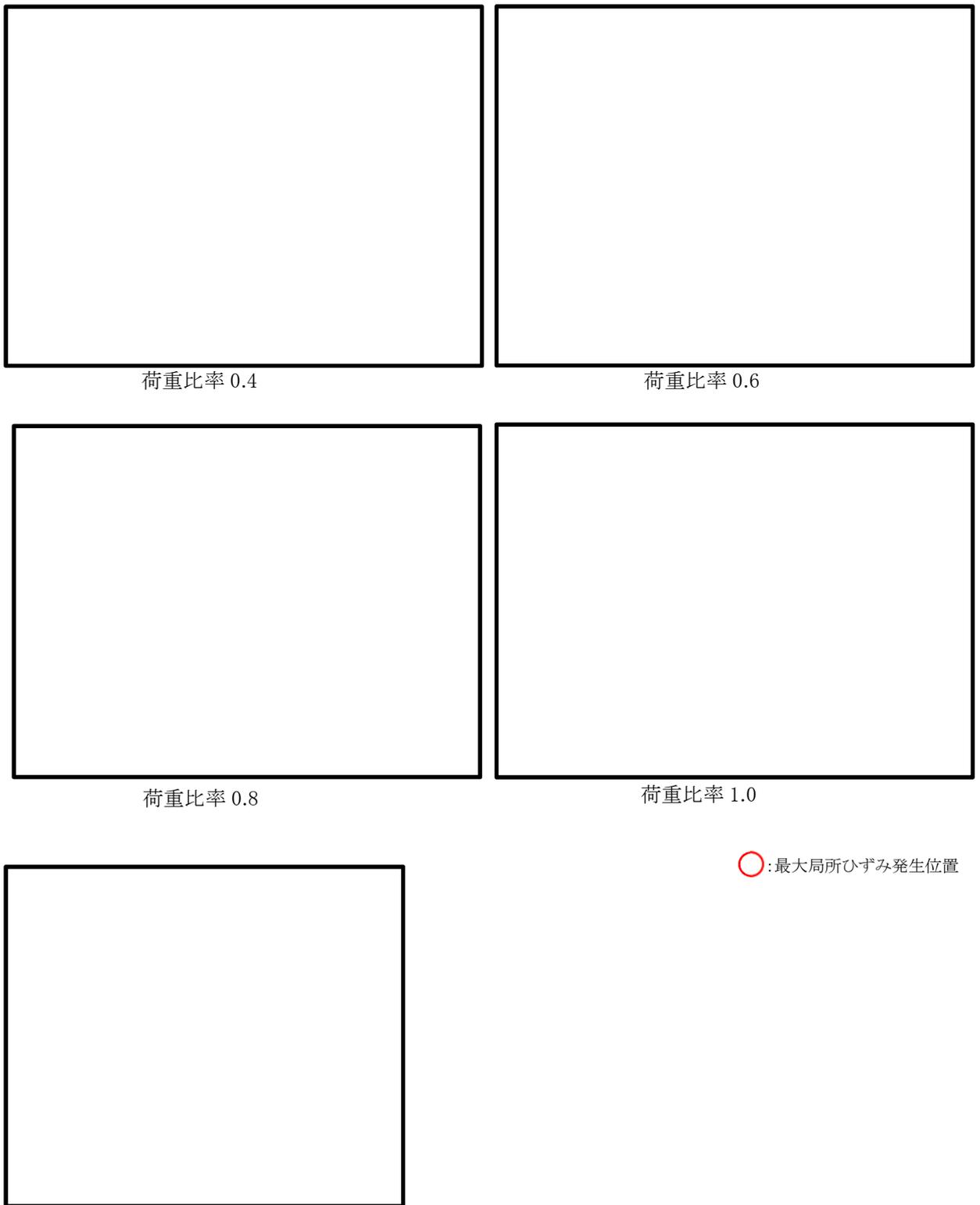


図 4.4-7 各荷重比率におけるアンカーボルト（せん断補強筋）のひずみコンター

c. 鉄筋コンクリート（せん断補強筋，フープ筋）の評価

津波荷重による水平回転モーメントの影響を直接的に受ける中詰め鉄筋コンクリートのフープ筋は，載荷初期から荷重を負担する。

荷重の増加に伴い，頂版鉄筋コンクリート（せん断補強筋），頂版鉄筋コンクリートのフープ筋，中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）の順に負担部材が増えていく。

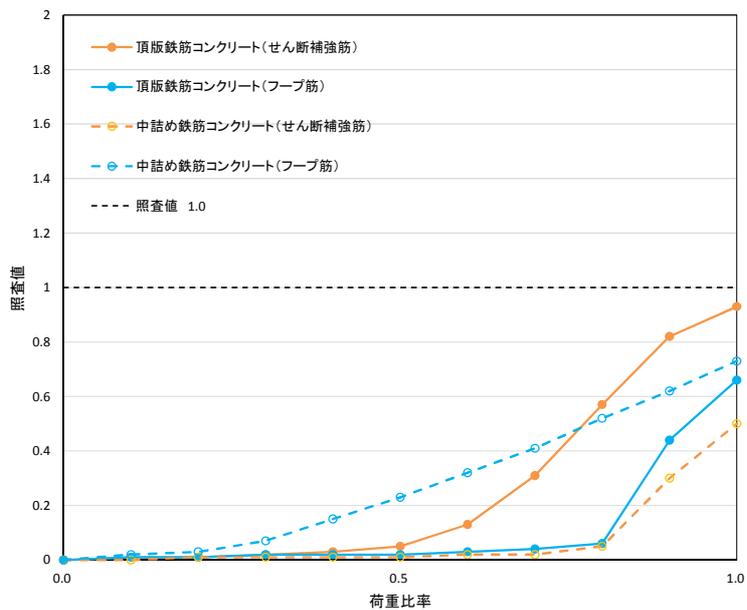
このような荷重伝達メカニズムは中詰め鉄筋コンクリートと頂版鉄筋コンクリートを貫くように配置した鉛直筋によるものと考えられる。

支配的な負担モードとしては，頂版鉄筋コンクリートのせん断補強筋，中詰め鉄筋コンクリートのフープ筋となっており，頂版鉄筋コンクリートのフープ筋及び中詰め鉄筋コンクリートのせん断補強筋の荷重比率 1.1 以降は，荷重分配が行われたと考えられる。

また，頂版鉄筋コンクリート（フープ筋）及び中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）は，荷重の増加とともに負担範囲が広がり，かつ，荷重比率 0.8 程度から最大荷重の負担位置が移動している。このような荷重伝達メカニズムは中詰め鉄筋コンクリートと頂版鉄筋コンクリートを貫くように配置した鉛直筋によるものと考えられる。

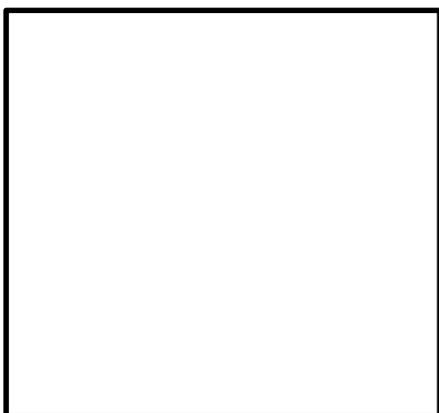
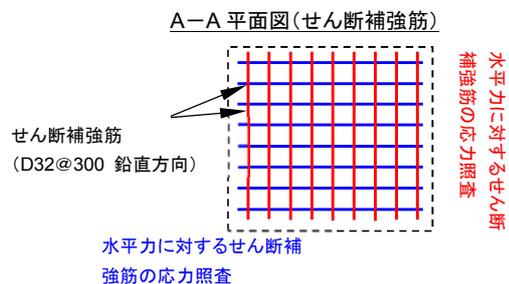
鉄筋コンクリート（せん断補強筋，フープ筋）の照査値と荷重比率との関係を図 4.4-8 に，各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（せん断補強筋），頂版鉄筋コンクリート（フープ筋），中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）及び中詰め鉄筋コンクリート（フープ筋）のひずみコンターを図 4.4-9～図 4.4-12 に示す。

照査値と荷重比率との関係

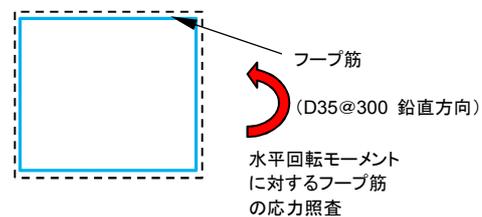


* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。



B-B 平面図(フープ筋)(中詰め鉄筋コンクリート)



C-C 平面図(フープ筋)(頂版鉄筋コンクリート)

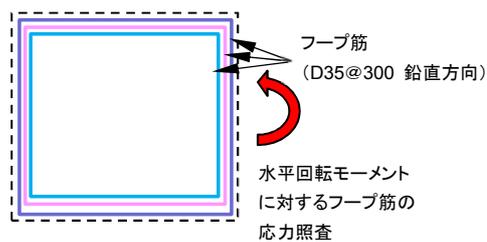


図 4.4-8 鉄筋コンクリート (せん断補強筋, フープ筋) の照査値と荷重比率との関係

(X方向ひずみ)

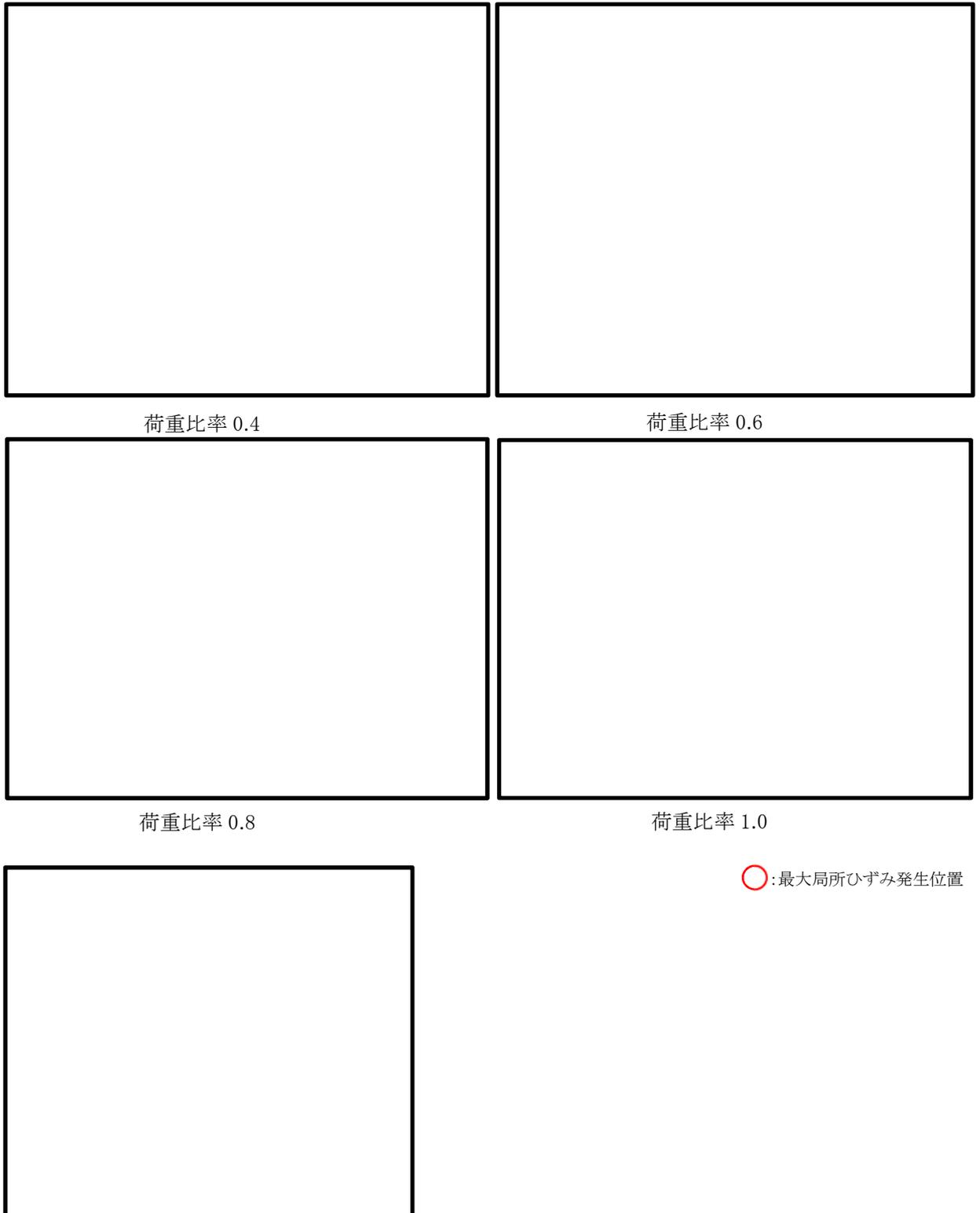


図 4.4-9 各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（せん断補強筋）のひずみコンター

(Y 向ひずみ)

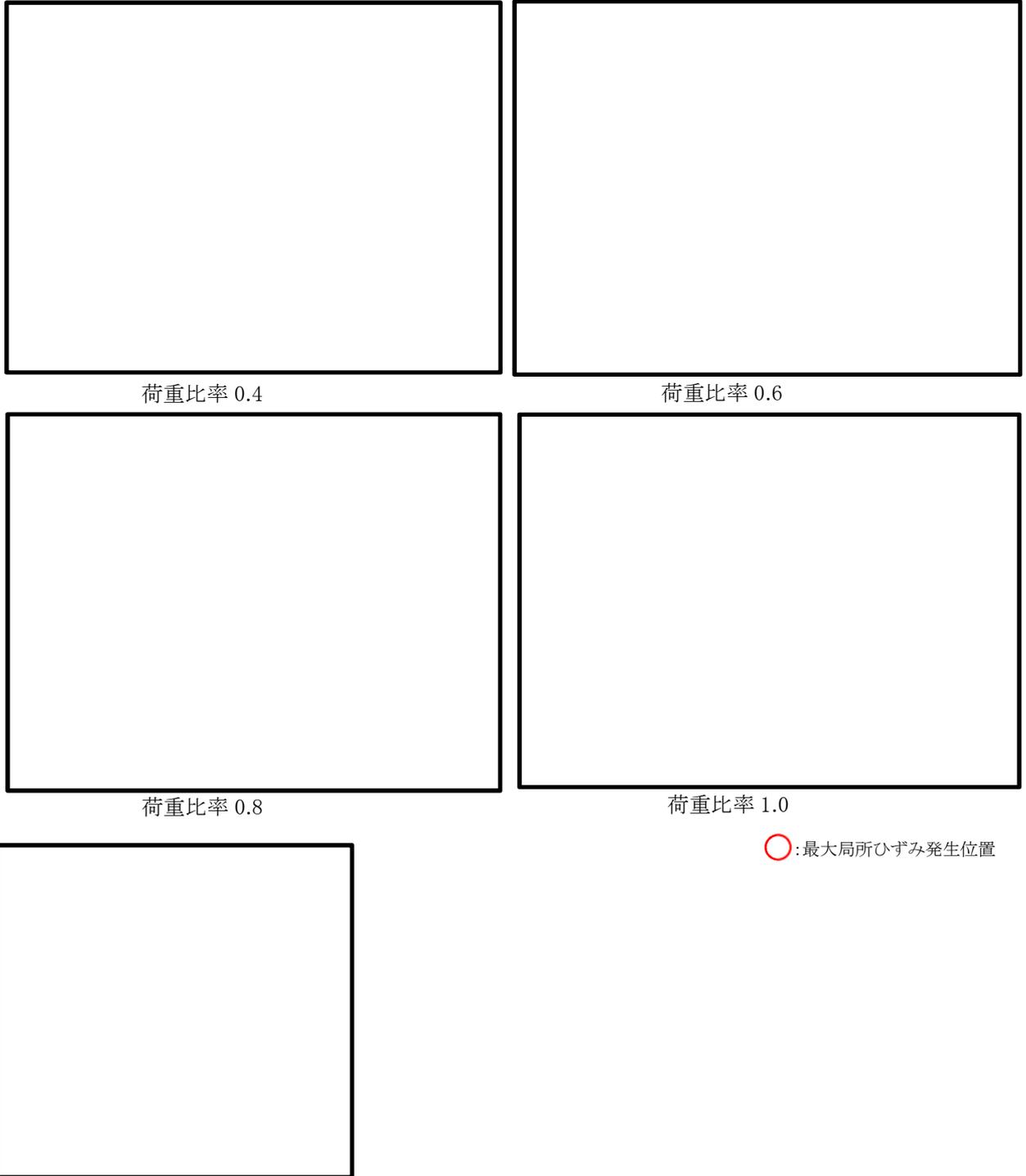


図 4.4-10 各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（フープ筋）のひずみコンター

(X方向ひずみ)

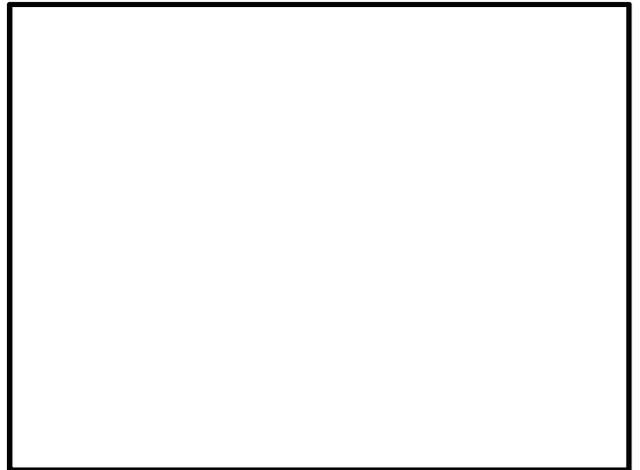


図 4.4-11 各荷重比率における中詰め鉄筋コンクリート（せん断補強筋）のひずみコンター

(Y 向ひずみ)



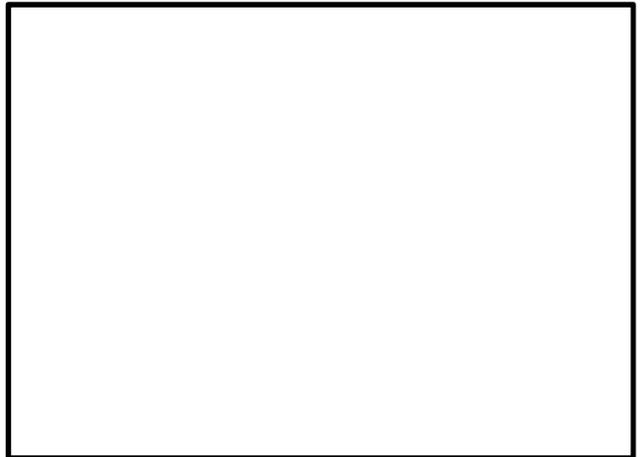
荷重比率 0.4



荷重比率 0.6



荷重比率 0.8



荷重比率 1.0

○:最大局所ひずみ発生位置

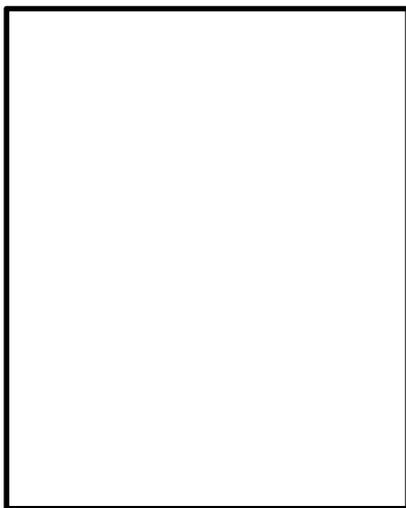
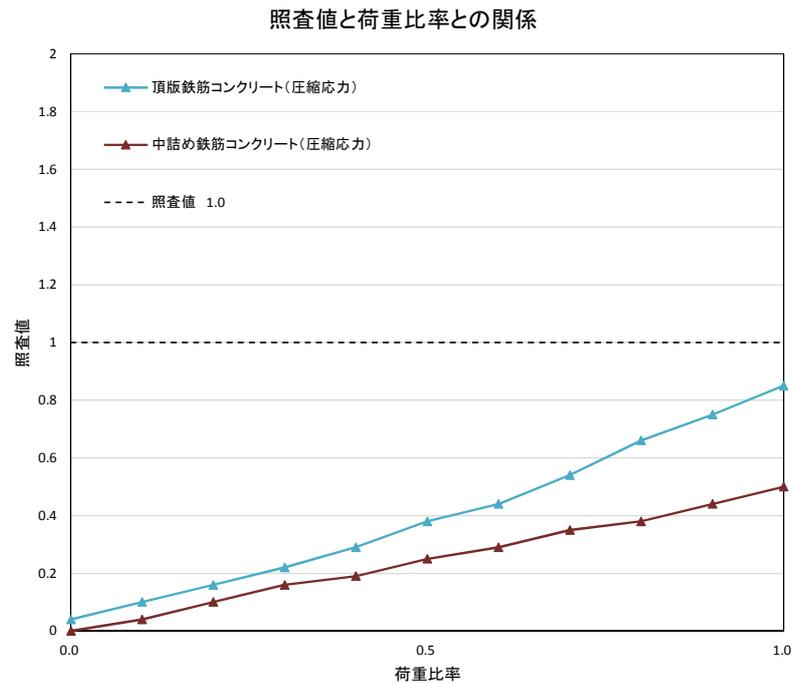


図 4.4-12 各荷重比率における中詰め鉄筋コンクリート（フープ筋）のひずみコンター

d. 鉄筋コンクリート（圧縮応力）の評価

鉄筋コンクリート（圧縮応力）の照査値は、荷重比率の増加に伴いほぼ同じ勾配で大きくなる。

鉄筋コンクリート（圧縮応力）の照査値と荷重比率との関係を図 4.4-13 に、各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（圧縮応力）及び中詰め鉄筋コンクリート（圧縮応力）のひずみコンターを図 4.4-14，図 4.4-15 に示す。



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい局所の各部材要素の照査値の変遷

* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部材の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

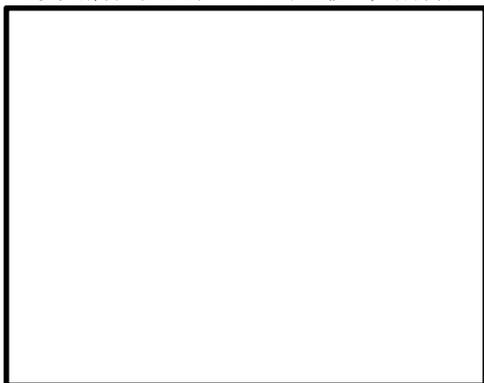


図 4.4-13 鉄筋コンクリート（圧縮応力）の照査値と荷重比率との関係

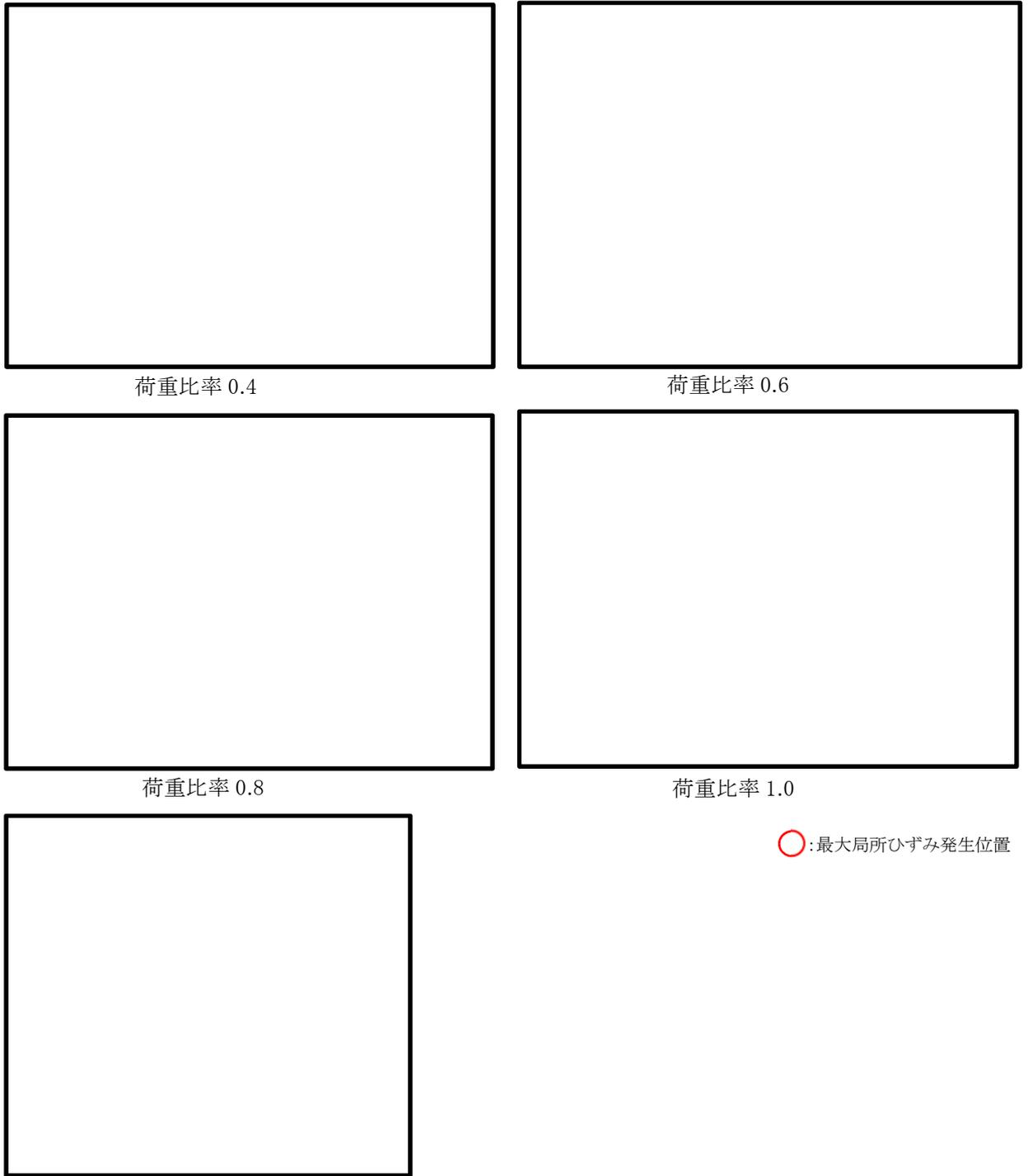


図 4.4-14 各荷重比率における頂版鉄筋コンクリート（圧縮応力）のひずみコンター

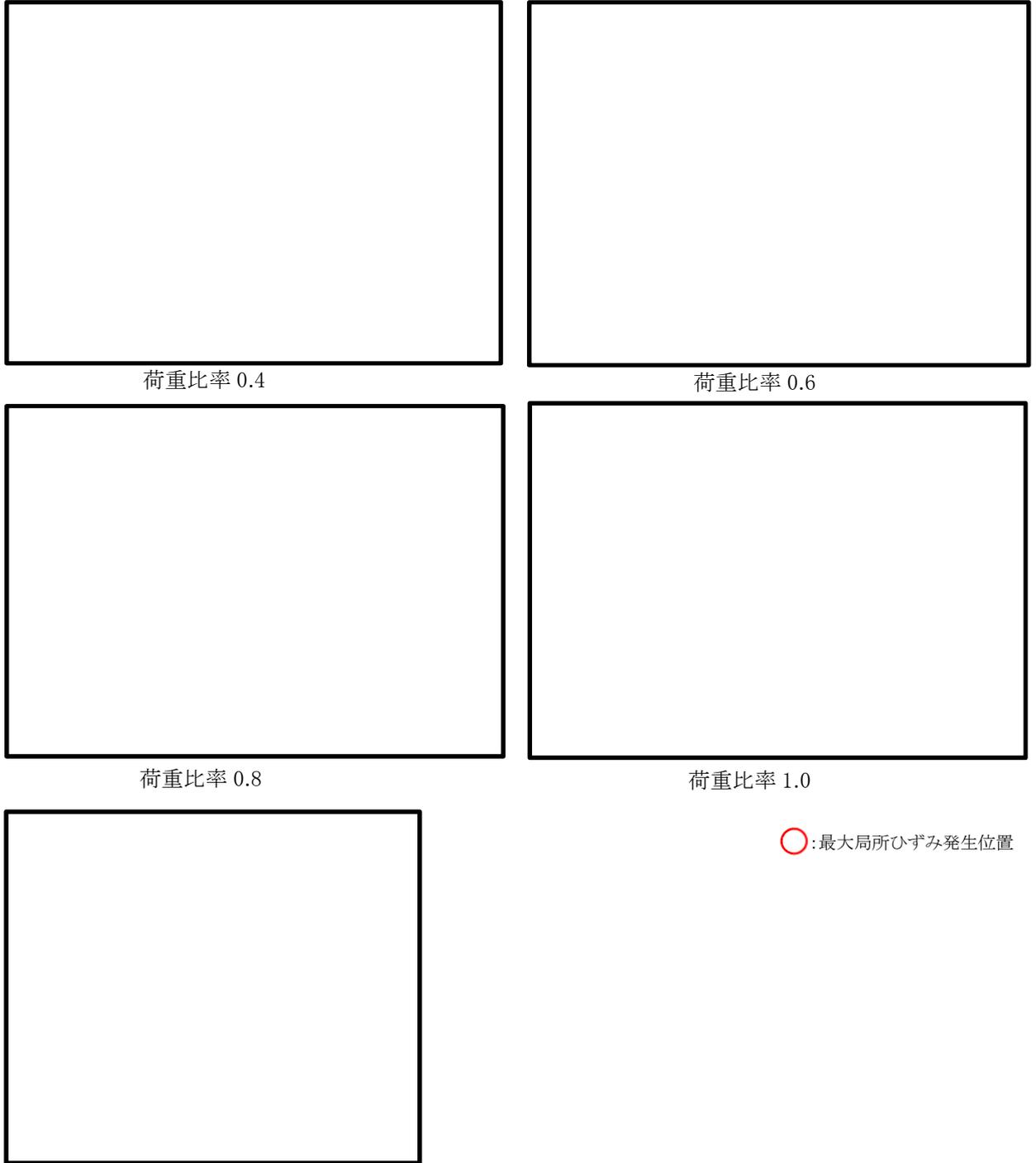


図 4.4-15 各荷重比率における中詰め鉄筋コンクリート（圧縮応力）のひずみコンター

4.5 設計荷重を超える荷重を仮想した場合の確認

設計荷重を超える荷重を仮想した場合に対して、十分な靱性を有する構造であることを下記のことにより確認した。

(1) 荷重～変位関係

設計荷重（敷地に遡上する津波と余震の重畳時）を超える荷重を仮想した場合に対する鋼製防護壁における荷重～変位関係を確認した。設計荷重を超える荷重を載荷した場合においても、耐荷性能を保持している構造であることを3次元解析（COM3）により確認した。津波荷重作用方向変位と荷重比率の関係を図4.5-1に示す。

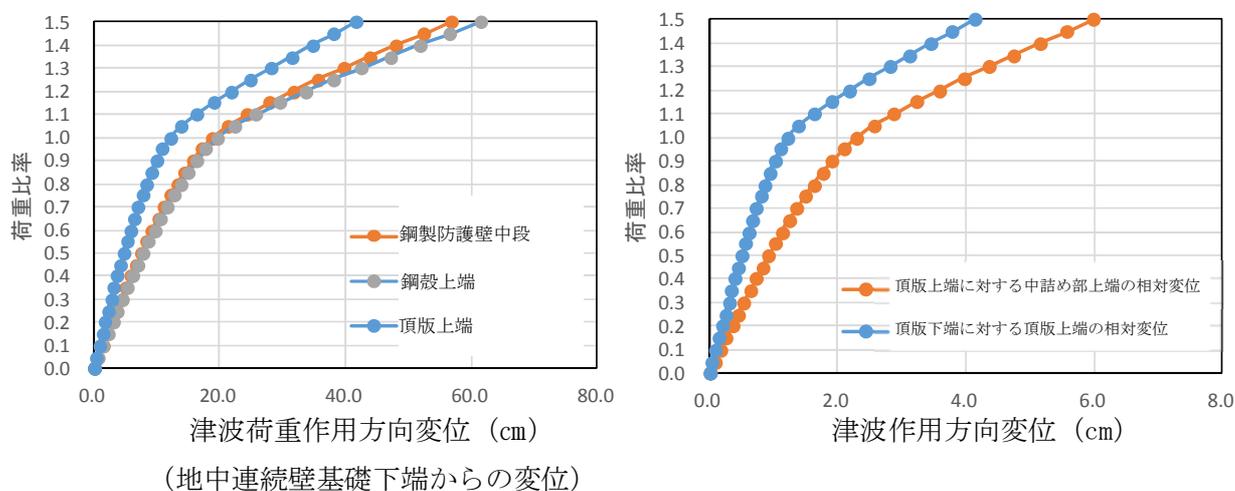


図 4.5-1 津波荷重作用方向変位と荷重比率の関係

(2) 設計荷重を超える荷重の載荷に対して、十分な靱性があることの確認

鉄筋コンクリート部材の最大局所ひずみと荷重比率（荷重比率 1.0, 1.2, 1.5 のそれぞれに対する最大局所ひずみ要素に着目）を表 4.5-1 に示し、局所ひずみと荷重比率との関係（荷重比率 1.0 の時点で最も局所の照査値が大きい要素に着目）を図 4.5-2 に示す。

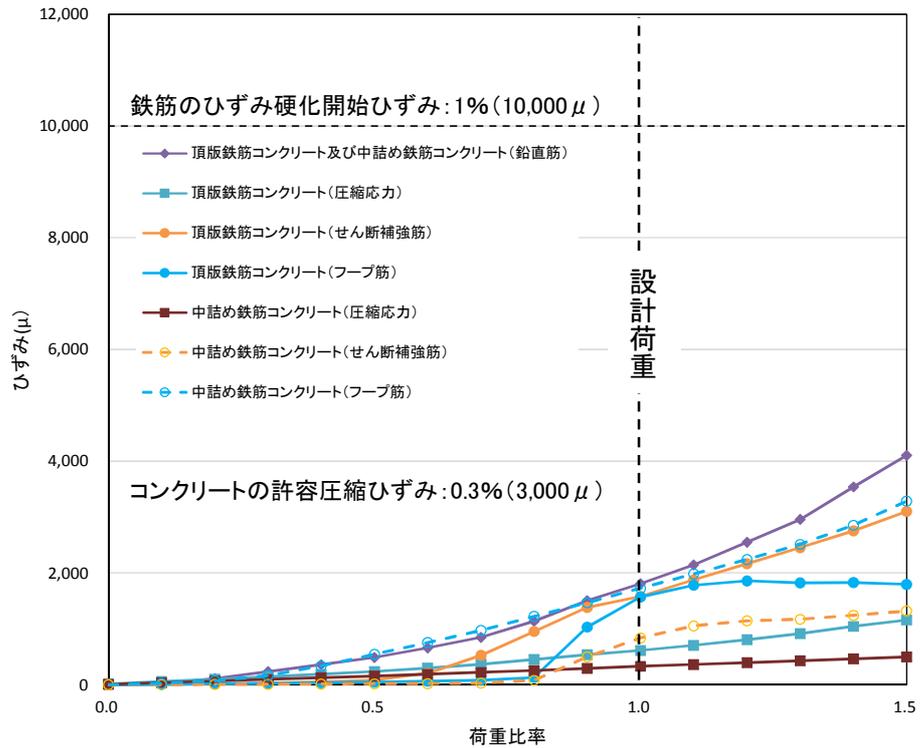
設計荷重を超える荷重を仮想した場合においても、全ての部材の最大局所ひずみが鉄筋のひずみ硬化開始ひずみ及びコンクリートの圧縮限界ひずみに対して十分余裕のある範囲内であることを確認した。また、各部材の荷重比率 1.5 に至る過程においても、一部の部材にひずみが集中して急激に増加する状態は生じず、どの部材も無理なく荷重を負担している。

以上のことから、接合部の構造は、設計荷重を超える荷重を仮想した場合においても、全ての部材において脆性的なひずみ増加を呈しているものではなく、鉄筋のひずみ硬化開始ひずみ及びコンクリートの許容圧縮ひずみに対して十分余裕のある範囲内で耐荷性能を保持していることから、これらの部材が一体となった 3 次元構造として十分な靱性があることを確認した。

表 4.5-1 最大局所ひずみと荷重比率

(荷重比率 1.0, 1.2, 1.5 のそれぞれに対する最大局所ひずみ要素に着目)

部 位	照査項目	最大局所ひずみ(μ)		
		荷重比率 1.0	荷重比率 1.2	荷重比率 1.5
頂版鉄筋 コンクリート及び 中詰め鉄筋 コンクリート	鉄筋応力(鉛直筋) (水平回転モーメントによる 引張応力)	1810	2550	4110
頂版鉄筋 コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	613	805	1158
	鉄筋応力(せん断補強筋) (水平力によるせん断応 力)	1580	2340	3930
	鉄筋応力(フープ筋) (水平回転モーメントによる せん断応力)	1570	1860	1795
中詰め鉄筋 コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	329	395	498
	鉄筋応力(せん断補強筋) (水平力によるせん断応 力)	836	1160	1330
	鉄筋応力(フープ筋) (水平回転モーメントによる せん断応力)	1730	2240	3283



* 荷重比率 1.0 の時点で最も照査値が大きい各部位要素のひずみの変遷

* 3次元解析 (COM3) による照査値は、各部位の最大局所ひずみと初期弾性係数を用いて保守的に応力を求め算定している。

- * 1 : 鉄筋のひずみ硬化開始ひずみは、「コンクリート標準示方書 (2017)」に示される SD490 の終局限界より前の段階である規格値の下限値のひずみ 1% (10,000 μ) とする。
鉄筋コンクリートにおけるコンクリートの許容圧縮ひずみは、「JSME S NE1-2011 (日本機械学会, 2011)」に示される荷重状態IVに対するコンクリート圧縮ひずみの許容値のひずみ 0.3% (3,000 μ) とする。

図 4.5-2 局所ひずみと荷重比率との関係

(荷重比率 1.0 の時点で最も局所の照査値が大きい要素に着目)

鋼製防護壁の接合部アンカーに関する参考資料

(参考 1) 3次元静的非線形解析に用いた解析コード「COM3」の適用性について

1. 解析コードの概要

コード名 項目	COM3
使用目的	鉄筋コンクリート構造物の3次元非線形動的／静的解析
開発機関	東京大学コンクリート研究室
開発時期	1980年～
使用したバージョン	Ver. 9.15
計算機コードの概要	COM3は、コンクリートに発生するひびわれによって鉄筋とコンクリートに生じる局所的な応力分布を鉄筋コンクリート部材としての平均的な応力と平均ひずみの関係として表現する構成則を用いてひびわれ発生に伴う非線形挙動を解析するコードである。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】</p> <p>本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・計算に用いる構成則のモデル化が適正であることは、鉄筋コンクリート版に関する載荷実験と応力～ひずみ関係を比較することで確認している*1。 ・本解析コードに新たに組み込んだバイリニア型の地盤バネは、応答変位とバネ反力の関係が設定した理論値と一致することを確認している。 ・鋼製防護壁と基礎を接続する直接定着方式のアンカーボルトは、引抜き時の付着特性が実験結果をとりまとめた論文*2の結果とCOM3を用いた解析結果が良く一致することを示した。 <p>【妥当性確認 (Validation)】</p> <p>本計算機コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鉄道施設や電力設備については、鉄筋コンクリート構造物の耐震性能や耐力評価に本解析コードが使用されており、十分な使用実績があるため、信頼性があると判断できる。 ・コンクリート基礎とアンカーボルトの定着に関しては、後述する鋼製タワーの載荷実験*3,*4との比較により確認している。 <p>注記*1 : Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H. : Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete,</p>

	<p>Spon Press, London, 2003.</p> <p>*2 : 前野裕文, 後藤芳顯, 上條崇, 小林洋一 : 鋼製橋脚に用いる実大付着型アンカーボルトの力学特性と定着部挙動の評価, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 1525 - 1533, 土木学会, 2000年04月</p> <p>*3 : 小松崎勇一, 篠崎裕生, 齋藤修一, 原田光男 : 風車基礎ペDESTALの引抜きせん断耐力に関する実験的検討, 土木学会第63回年次学術講演会, pp. 1093-1094, 平成20年9月</p> <p>*4 : 齋藤修一, 小松崎勇一, 原田光男 : 風車基礎ペDESTALの引抜きせん断耐力に関する解析的検討, 土木学会第63回年次学術講演会, pp. 1095-1096, 平成20年9月</p>
--	---

2. COM3の解析手法について

2.1 一般事項

本書は、3次元非線形有限要素解析を行う計算機コード「COM3」の概要を示すものである。解析プログラムCOM3は、東京大学コンクリート研究室で開発された鉄筋コンクリート構造物の3次元非線形動的解析／静的解析プログラムである。

COM3は、コンクリートに関する数多くの実験と理論的検証結果に基づいた合理的な構成則を用いており、ひび割れを生じる様々な鉄筋コンクリート構造物の解析を行うことができる。

2.2 本計算機コードの特徴

- ・使用する要素は、3次元ソリッド要素、バネ要素等である。
- ・本解析コードの解析対象は主として鉄筋コンクリート構造物であり、コンクリートのひび割れや、鉄筋の降伏などの非線形挙動をモデル化した構成則を用いている。
- ・計算結果としては、各節点の変位、各要素の応力ひずみが求められる。

2.3 鉄筋コンクリートの応力の概要

鉄筋コンクリートの応力算定の概要を図 6.1-1 及び図 6.1-2 に示す*1。

注記*1: Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, London, 2003.

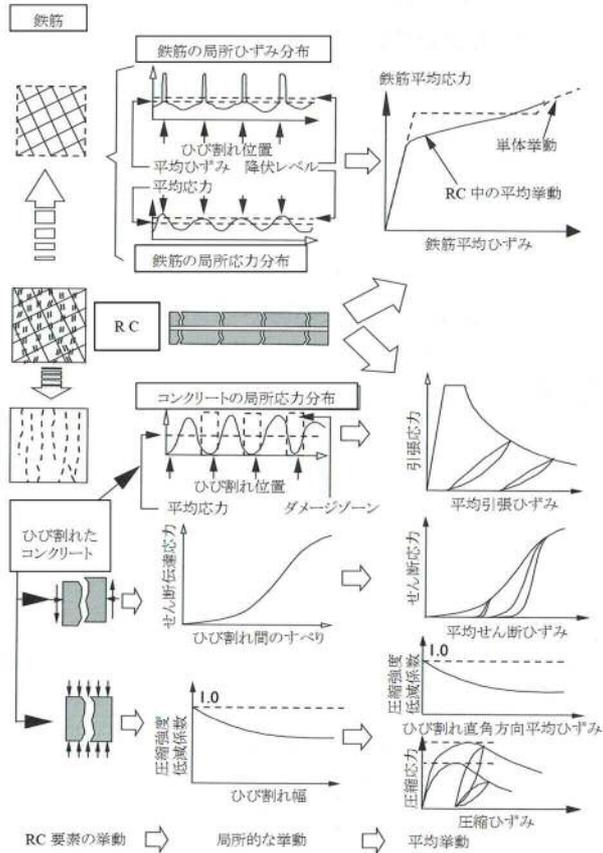


図 6.1-1 鉄筋コンクリートの応力算定 (1: 平面応力状態)

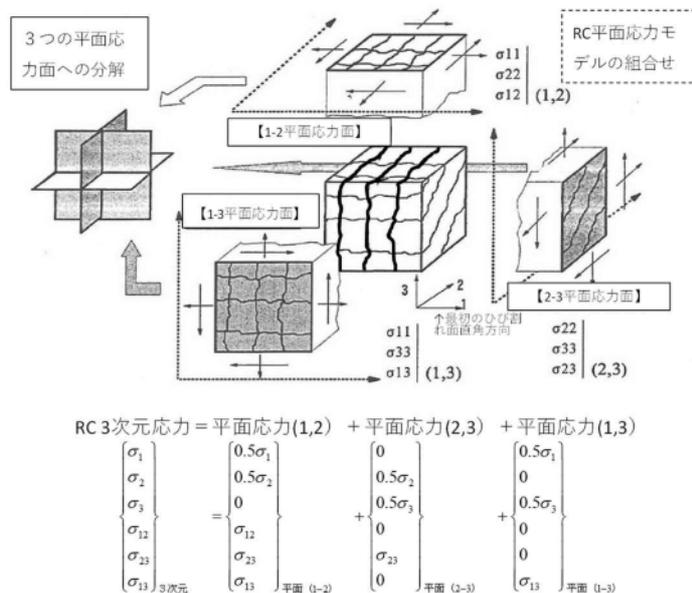


図 6.1-2 鉄筋コンクリートの応力算定 (2, 3次元応力状態)

(参考)6.1.2-5

2.4 有限要素解析の理論式と解析フローチャート

一般に、全体剛性方程式は以下に表される。

$$[K]\{d\}=\{f\}$$
$$[K]=\sum_e [K^e]$$
$$\{f\}=\sum_e \{f^e\}$$

ここに、 $[K]$:全体剛性マトリックス、 $\{d\}$:変位ベクトル、 $\{f\}$:荷重ベクトル

$[K^e]$:要素剛性マトリックス、 $\{f^e\}$:要素荷重ベクトル

非線形解析であることから、荷重を分割して入力し所定の荷重まで比例的に荷重を増加させていく。解析実施のフローチャートを図 6.1-3 に示す。

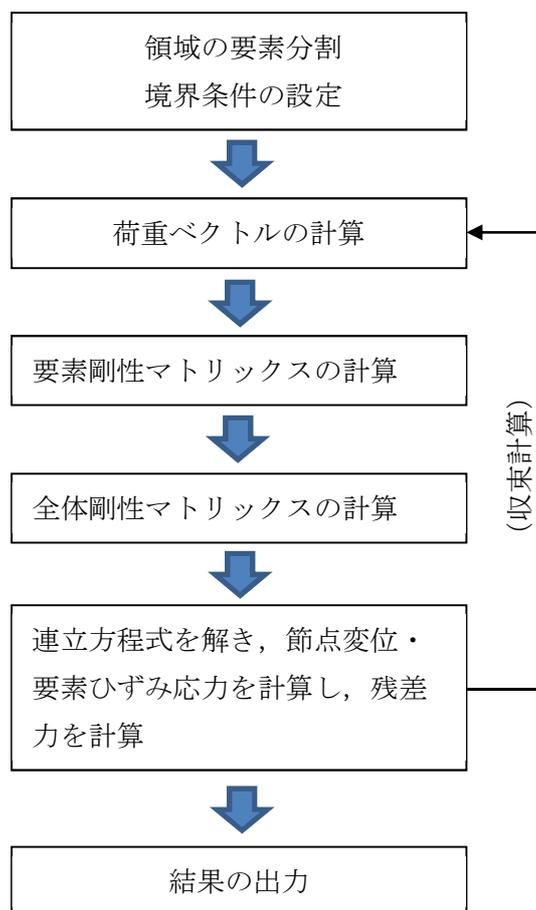


図 6.1-3 解析フローチャート

2.5 検証(Verification)及び妥当性確認(Validation)

本解析コードは数多くの実験と理論的検証結果に基づいて開発されたコンクリート構造物の非線形解析コードである。ここでは、本コードに新たに組み込んだ地盤バネの機能と直接定着式のアンカーボルトの引抜き挙動を理論値、論文記載の実験結果と比較して適切な機能を有していることを確かめた。

2.5.1 地盤の非線形バネ

(1) 非線形バネモデルの特性

バネの非線形モデルは図 6.1-4 に示すように、相対する要素面の相対開口 (w) と相対ずれ (δ) と面直応力 (σ_n) とせん断応力 (τ) の関係で表される。特徴を以下に示す。

- a. σ_n は圧縮側上限値 ($\sigma_{nc,lim}$) と引張側上限値 ($\sigma_{nt,lim}$) を持ち、 $\sigma_n = k_n \times w$ の関係においてこの上限値を越えた場合は、上限値を保持する。
- b. τ は絶対値が等しい上限値 ($\pm \tau, lim$) を持ち、 $\tau = k_s \times \delta$ の関係においてこの上限値を越えた場合は、上限値を保持する。ただし、面直応力が引張側の上限に達している場合は、 τ は 0 とする。

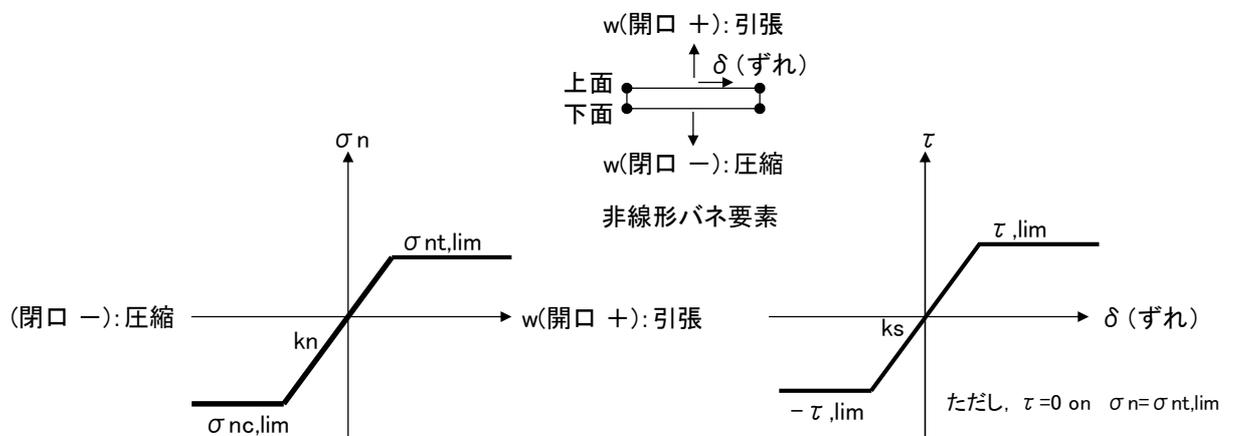


図 6.1-4 非線形バネモデル

(2) 非線形バネモデルの検証と妥当性確認

表 6.1-1 及び図 6.1-5 に示す地盤バネ特性に対し、1 要素の単純なモデルにより以下の 2 種類の解析を行い、設定モデル曲線と比較して検証した。

- ・ケース 1：開口 (w) のみの载荷履歴
- ・ケース 2：開口 (w) とずれ (δ) を組み合わせた载荷履歴

ケース 1 の解析結果と設定理論値との比較結果を図 6.1-6 と表 6.1-2 に、ケース 2 の解析結果と設定理論値との比較結果を図 6.1-7 と表 6.1-3 に示す。解析結果は設定モデルの理論値上を適切にトレースできていることを確認した。

上記検証の内容のとおり、地盤バネ特性を想定したモデルで検証をしていることから、解析の目的に照らして、今回の解析に適用することは妥当である。

表 6.1-1 地盤バネの特性

バネ方向	項目	設定値	
		SI 単位系	kgf-cm 系*
面直交バネ (引張正)	バネ係数 kn	23662 kN/m ³	2.4129 kgf/cm ³
	圧縮上限 $\sigma_{nc, lim}$	-409 kN/m ²	4.1706 kgf/cm ³
	引張上限 $\sigma_{nt, lim}$	0 kN/m ²	0 kgf/cm ³
せん断バネ	バネ係数 kx	7098 kN/m ³	0.7238 kgf/cm ³
	上限 τ, lim (絶対値)	64 kN/m ²	0.6526 kgf/cm ³

注記 * : COM3 の単位系は kgf-cm 系であるため、SI 単位の材料物性値は kgf=9.80665N の関係を用いて SI 単位系から換算して設定する。数値の丸めは記載のない場合は四捨五入である。解析結果の標記は、kgf-cm 系から再度換算して SI 単位系で示すこととする。

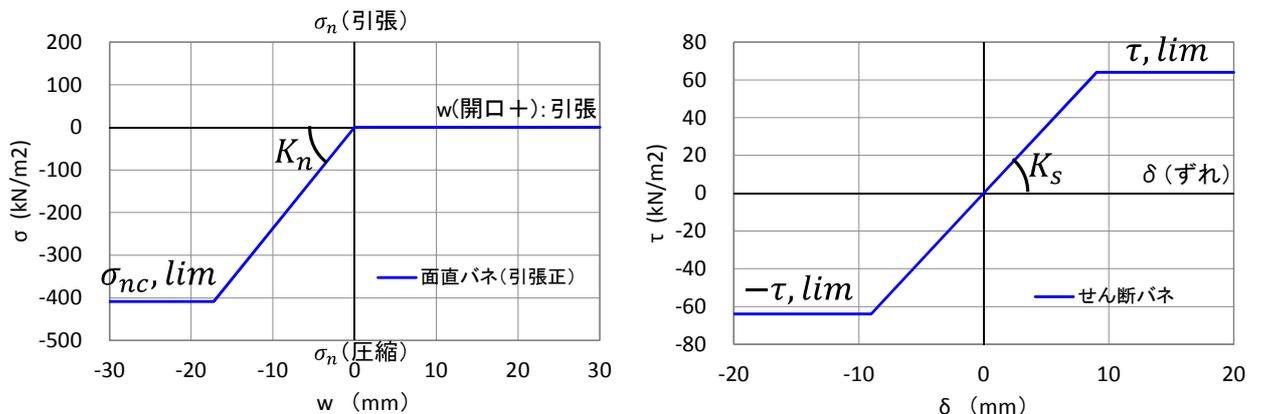


図 6.1-5 想定したバネ特性

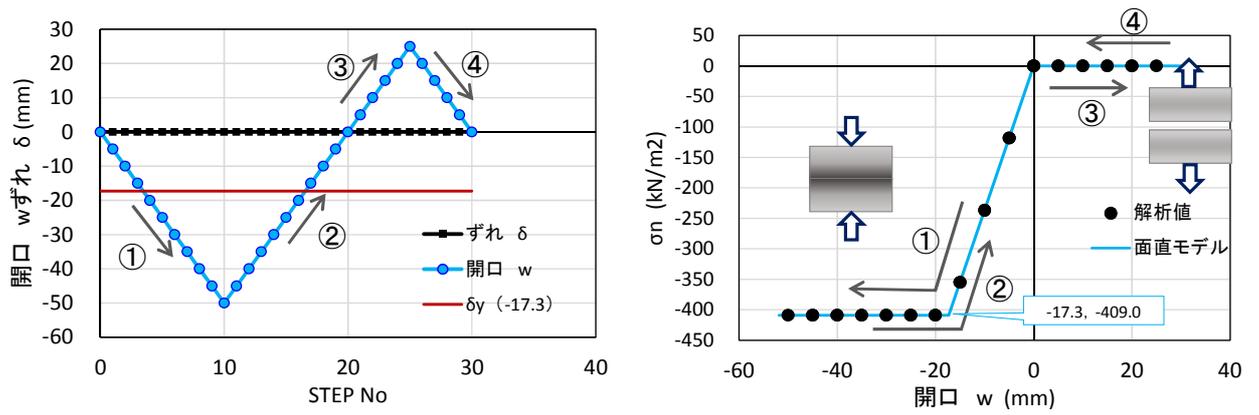


図 6.1-6 解析結果と設定モデルの比較（開口(w)のみの载荷履歴）

表 6.1-2 解析値と理論解による面直応力（σn）の比較

開口w (mm)	σn (kN/m2)		解析値/理論解 (%)
	理論解	解析値	
-50	-409.000	-409.035	100.0
-45	-409.000	-409.035	100.0
-40	-409.000	-409.035	100.0
-35	-409.000	-409.035	100.0
-30	-409.000	-409.035	100.0
-25	-409.000	-409.035	100.0
-20	-409.000	-409.035	100.0
-15	-354.930	-354.903	100.0
-10	-236.620	-236.634	100.0
-5	-118.310	-118.268	100.0
0	0.000	0.000	---
5	0.000	0.000	---
10	0.000	0.000	---
15	0.000	0.000	---
20	0.000	0.000	---
25	0.000	0.000	---

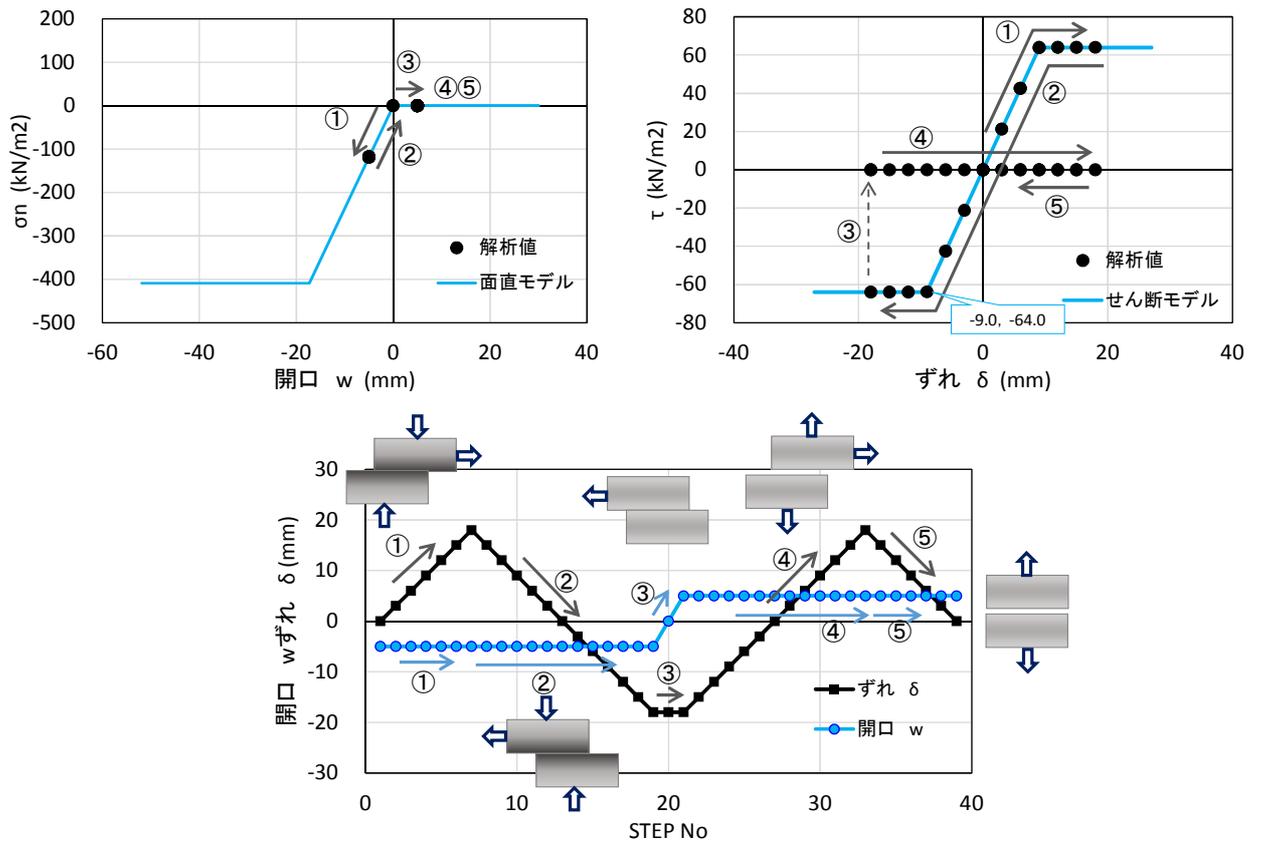


図 6.1-7 解析結果と設定モデルの比較（開口(w)とずれ(δ)を組み合わせた载荷履歴）

表 6.1-3 解析値と理論解による面直応力(σn)、せん断応力(τ)の比較

開口w (mm)	σn (kN/m ²)		解析値/理論解 (%)
	理論解	解析値	
-5	-118.310	-118.268	100.0
0	0.000	0.000	---
5	0.000	0.000	---

ずれδ (mm)	τ (kN/m ²)		解析値/理論解 (%)
	理論解	解析値	
-18	-64.000	-63.998	100.0
-15	-64.000	-63.998	100.0
-12	-64.000	-63.998	100.0
-9	-63.882	-63.881	100.0
-6	-42.588	-42.590	100.0
-3	-21.294	-21.290	100.0
0	0.000	0.000	---
3	21.294	21.290	100.0
6	42.588	42.590	100.0
9	63.882	63.881	100.0
12	64.000	63.998	100.0
15	64.000	63.998	100.0
18	64.000	63.998	100.0

2.5.2 アンカーボルトとコンクリートの付着バネ特性

アンカーボルトの付着バネ特性の検証は、前野らの論文*2に示されている径 180 mm，供試体名 ADSH180 の立方体型供試体を用いた付着試験の結果と解析のバネ特性を比較して示した。立方体型供試体を用いた付着試験を図 6.1-8 に示す。

注記 *2：前野裕文，後藤芳顕，上條崇，小林洋一：鋼製橋脚に用いる実大付着型アンカーボルトの力学特性と定着部挙動の評価，構造工学論文集，Vol.46A，pp. 1525 - 1533，土木学会，2000 年 04 月

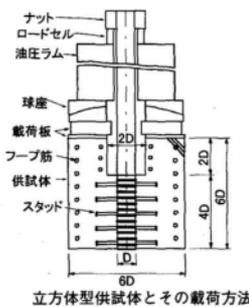


図 6.1-8 立方体型供試体を用いた付着試験

(1) 材料物性値

コンクリート，アンカーの材料特性についての解析入力データを表 6.1-4 に示す。

表 6.1-4 立方体型供試体試験 ADSH180 の材料特性

項目	SI 単位系	設定値 (kgf-cm 系)
圧縮強度 f'_{ck}	27.6N/mm ²	281.44→281kgf/cm ² (整数値に四捨五入)
アンカー径(D)	180mm	未使用
アンカー周長	180×π mm	180*π=565.486 mm →56.549 cm (小数点以下 3 桁に四捨五入)
付着-滑り関係	図-9 の関係をスケールアップし，区分近似した非線形特性	最大ピーク値を論文記載数値 $\tau_{max}=14.5$ に合わせて変換 (小数点以下 3 桁に四捨五入)

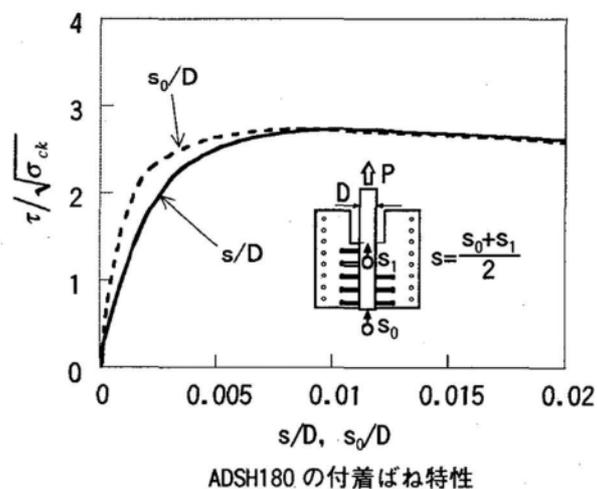


図 6.1-9 立方体型供試体試験の付着バネ特性

(2) 付着—滑り関係の区分近似

前野らの論文には付着—滑り関係の詳細な数値は示されていないため、図 6.1-9 に示した ADSH180 の付着バネ特性をスケールアップして、付着—滑り関係を区分近似モデル化した。スケールアップによるモデル化は以下の条件とした。

- a. $s/D > 0.02$ 以上は最後のスケールアップ値の $\tau / \sqrt{\sigma_{ck}}$ を保持する。
- b. $s/D < 0$ (引抜きとは逆に押込まれる) は $s/D > 0$ の最初の区間の剛性を保持する。
- c. $\tau / \sqrt{\sigma_{ck}}$ の最大値は前野らの論文に記載の数値 $\tau_{max} = 14.5$ から換算した値 2.760 になるように一律倍数補正した。2.760 は以下の手順で求めた。

$$\tau / \sqrt{\sigma_{ck}} \text{ の最大値} = \tau_{max} / \sqrt{\sigma_{ck}} = 14.5 / \sqrt{27.6} = 2.760027 \rightarrow 2.760$$

(小数点以下 3 桁に四捨五入)

以上に基づいて、設定した区分近似モデルを図 6.1-10 に、前野らの論文データとの比較結果を図 6.1-11 に示す。

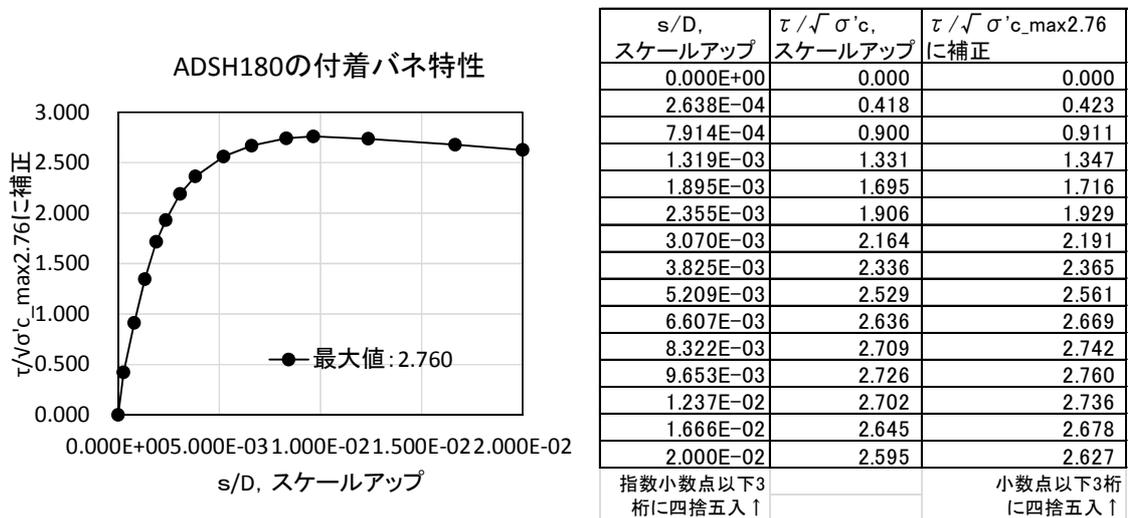


図 6.1-10 $\tau / \sqrt{\sigma_{ck}} - s/D$ 関係の区分近似モデル

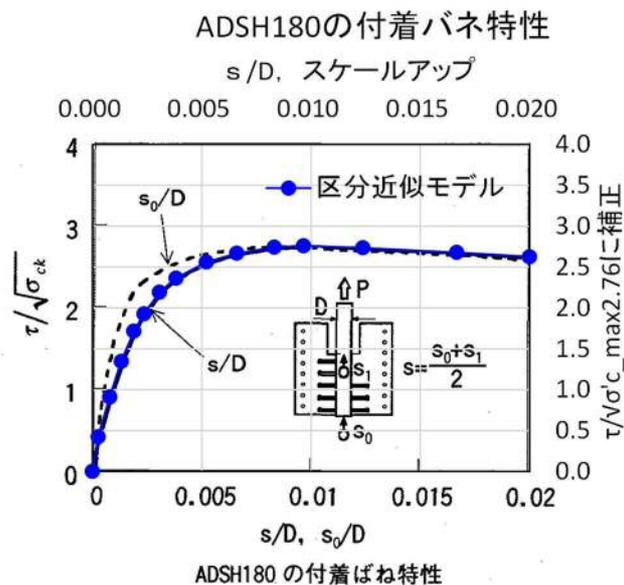


図 6.1-11 $\tau / \sqrt{\sigma_{ck}} - s/D$ 関係の区分近似モデルと前野らの論文との比較結果

(3) 解析モデルと境界条件

図 6.1-12 に示すように、付着応力-滑りモデルを組み込んだ 1 要素の分布バネ要素に対し、表 6.1.2-5、図 6.1-13 の滑り量を強制変位で与える。強制変位は、区分近似した付着応力-滑りモデル（図 6.1-10）の各データの区間を 3 分割して全変位の領域をカバーするとともに、負の滑り区間と $s/D > 0.02$ の区間も併せて载荷した。強制変位载荷のステップ設定を以下に示す。

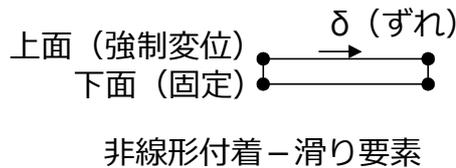


図 6.1-12 立方体供試体の解析モデル

表 6.1-5 立方体解析モデルへの载荷方法

载荷段階	内容
STEP 1	$s/D = -0.001$ まで 3 分割载荷
STEP 2	$s/D = 0$ まで 1 分割载荷
STEP 3 - STEP16	14 の区分近似区間を 3 分割して载荷
STEP 17	$s/D = 0.0025$ まで 3 分割载荷

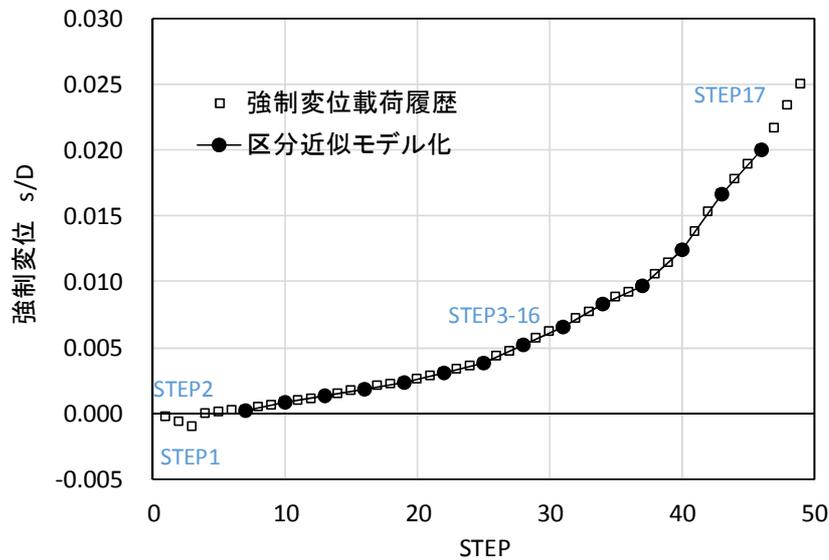


図 6.1-13 立方体供試体の強制変位ステップ

(4) 解析結果

図 6.1-14 に $\tau / \sqrt{\sigma_{ck}} - s/D$ 関係の比較を、表 6.1-6 に解析結果数値一覧を示す。これらより、解析結果の付着-滑り関係は、モデル化した付着-滑り関係と十分に一致している。また、滑り値負側は、滑り値正側の初期剛性と一致した線形挙動をしており、 $s/D > 0.02$ では $\tau / \sqrt{\sigma_{ck}}$ 一定となっている。

モデル化した付着滑り関係と数値が僅かに異なるのは、SI 単位系を kgf-cm 系に変換する際の丸めの誤差によるものである。

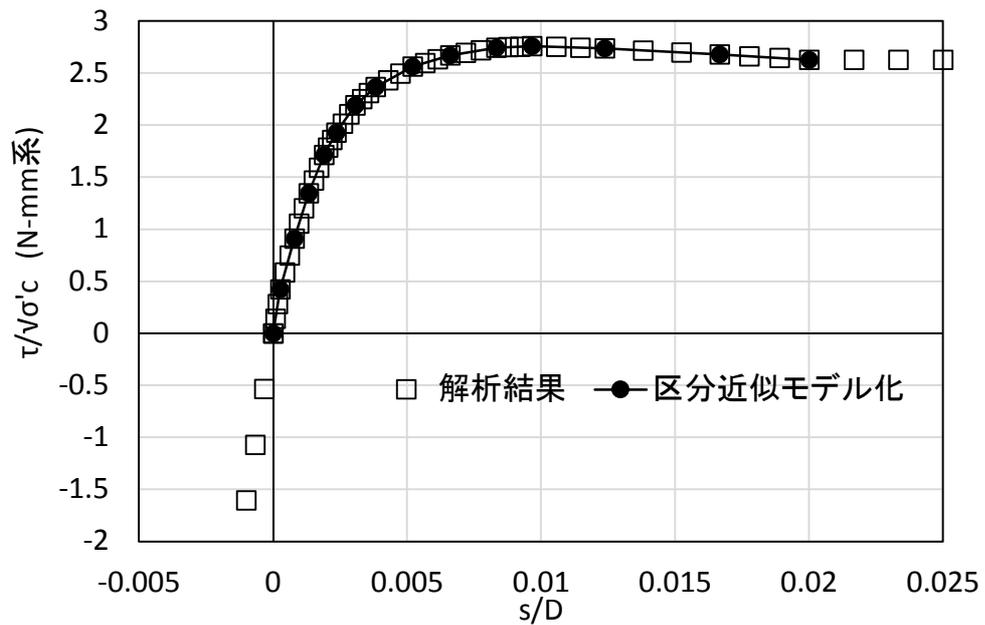


図 6.1-14 立方体供試体の解析モデル

表 6.1-6 立方体供試体の解析結果一覧

STEP	s/D		$\tau/\sqrt{f_c}$		解析値/ 区分近似値 (%)
	区分近似値	解析値	区分近似値	解析値	
1		-3.333E-04		-0.535	
2		-6.667E-04		-1.069	
3		-1.000E-03		-1.604	
4	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	---
5		8.794E-05		0.141	
6		1.759E-04		0.282	
7	2.638E-04	2.638E-04	0.423	0.423	100.0
8		4.397E-04		0.586	
9		6.156E-04		0.748	
10	7.914E-04	7.915E-04	0.911	0.911	100.0
11		9.674E-04		1.056	
12		1.143E-03		1.202	
13	1.319E-03	1.319E-03	1.347	1.347	100.0
14		1.511E-03		1.470	
15		1.703E-03		1.593	
16	1.895E-03	1.895E-03	1.716	1.716	100.0
17		2.049E-03		1.787	
18		2.202E-03		1.858	
19	2.355E-03	2.355E-03	1.929	1.929	100.0
20		2.594E-03		2.016	
21		2.832E-03		2.104	
22	3.070E-03	3.070E-03	2.191	2.191	100.0
23		3.322E-03		2.249	
24		3.574E-03		2.307	
25	3.825E-03	3.825E-03	2.365	2.365	100.0
26		4.287E-03		2.430	
27		4.748E-03		2.496	
28	5.209E-03	5.209E-03	2.561	2.561	100.0
29		5.675E-03		2.597	
30		6.141E-03		2.633	
31	6.607E-03	6.607E-03	2.669	2.669	100.0
32		7.179E-03		2.693	
33		7.751E-03		2.718	
34	8.322E-03	8.322E-03	2.742	2.742	100.0
35		8.766E-03		2.748	
36		9.210E-03		2.754	
37	9.653E-03	9.653E-03	2.76	2.760	100.0
38		1.056E-02		2.752	
39		1.146E-02		2.744	
40	1.237E-02	1.237E-02	2.736	2.736	100.0
41		1.380E-02		2.717	
42		1.523E-02		2.697	
43	1.666E-02	1.666E-02	2.678	2.678	100.0
44		1.777E-02		2.661	
45		1.889E-02		2.644	
46	2.000E-02	2.000E-02	2.627	2.627	100.0
47		2.167E-02		2.627	
48		2.333E-02		2.627	
49		2.500E-02		2.627	

3.5.3 アンカーボルトの現場引抜き試験

実物大のアンカーボルトの引抜き特性の検証は、前野らの論文に示されている径 180 mm、長さ 3.6 m の現場引抜き試験の結果と付着バネをモデル化した梁ばねの解析結果と比較して示した。図 6.1-15 に現場引抜き試験図を示す。

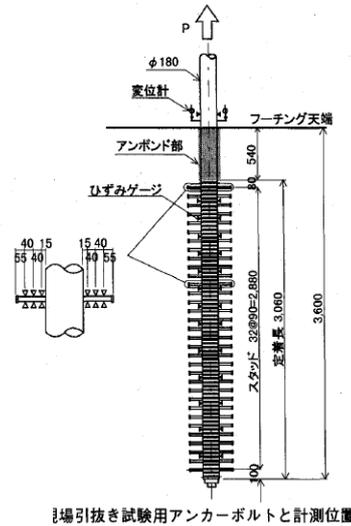


表-5 フーチングコンクリートの強度 (N/mm²)

材齢	現場養生		標準養生	
	圧縮強度	引張強度	圧縮強度	引張強度
28 日	30.7	2.45	30.3	2.30

注 1) 現場養生条件は、打設 2 日目に脱型し、外気空中養生したもの
注 2) 現場試験はコンクリート材齢 30 日で実施した

図-15 現場引抜き試験

(1) 材料物性値

コンクリート、アンカーの材料特性についての解析入力データを表 6.1-7 に示す。

表 6.1-7 現場引抜き試験の材料特性

項目	SI 単位系	設定値 (kgf-cm 系)
圧縮強度 f'_{ck}	30.7N/mm ²	313.05→313kgf/cm ² (整数値に四捨五入)
アンカー径 (付着-滑り用)	180 mm (前野らの論文に基づき、公称径 180 で整理)	—
アンカー周長 (付着-滑り用)	180* π mm	180* π =565.486 mm →56.549cm (小数点以下 3 桁に四捨五入)
付着-滑り関係 (次ページ(2))	アンカーボルトとコンクリートの付着バネ特性で設定した関係を基に圧縮強度の補正をして設定	同左
アンカー径 (軸引張用)	169.804 mm	16.9804 cm
ヤング率	200kN/m ²	2039432→2040000kgf/cm ² (有効 3 桁に四捨五入)

(2) 付着－滑り関係区分近似

現場引抜き試験体の解析に用いるアンカーボルトの付着－滑り関係は、立方体供試体ADSH180の付着－滑り関係（ $\tau/\sqrt{\sigma_{ck}-s/D}$ 関係）を用いる。ただし、立方体供試体の付着試験はコンクリート圧縮強度が27.6N/mm²、現場引抜き試験のコンクリート圧縮強度は30.7N/mm²であるため強度を補正した。具体的には、 $\tau/\sqrt{\sigma_{ck}-s/D}$ 関係の σ_{ck} を現場引抜き試験のコンクリート圧縮強度とすることで反映した。圧縮強度による補正を行うと、現場引抜き試験の付着応力は立方体供試体に対して、 $\sqrt{30.7/27.6} \approx 1.05$ 倍となる。

(3) 解析モデルと境界条件

現場引抜き試験の解析モデルは、図6.1-16に示すように、アンカーボルトを梁要素、付着応力－滑りモデルを組み込んだ付着バネ要素を組み合わせた要素分割とする。アンボンド区間には付着バネ要素を設けない。

荷重はアンカーボルトの上端に強制変位を $\Delta 0.005\text{cm} \times 50 \text{回} = 0.25\text{cm}$ 与えた。

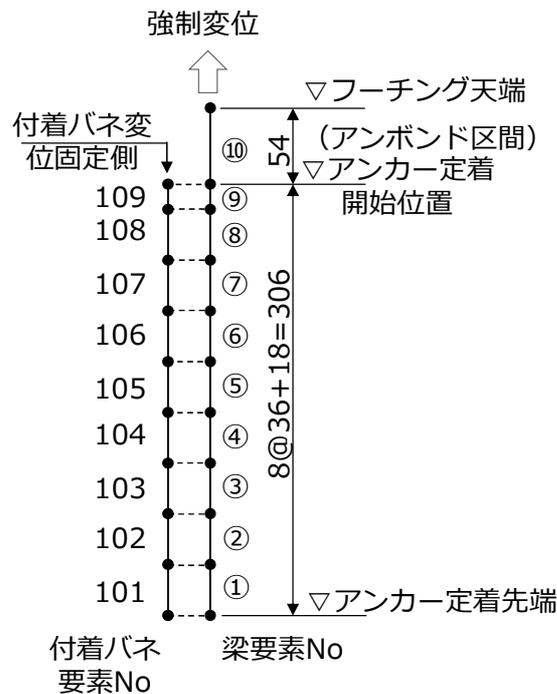


図 6.1-16 現場引抜き実験の解析モデル（単位：cm）

(4) 解析結果

a. 荷重－変位関係

図 6.1-17, 図 6.1-18, 表 6.1-8 アンカーボルト付着開始位置における抜け出し変位と引抜き荷重, アンボンド区間のアンカー応力の関係を示す。図 6.1-19 には引抜き荷重－変位関係について前野らの論文と比較して示した。解析結果と論文の実験値との関係は良好であり, 実験に基づく付着特性のモデル化が妥当であると判断できる。

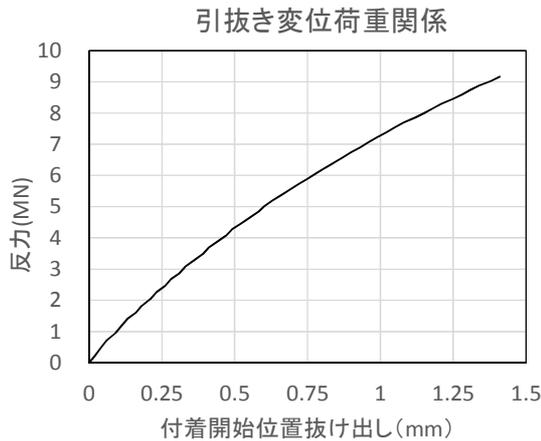


図 6.1-17 引抜変位－荷重関係

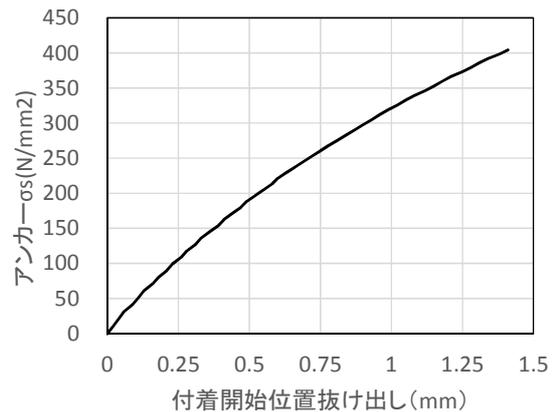


図 6.1-18 引抜変位－アンカー応力関係

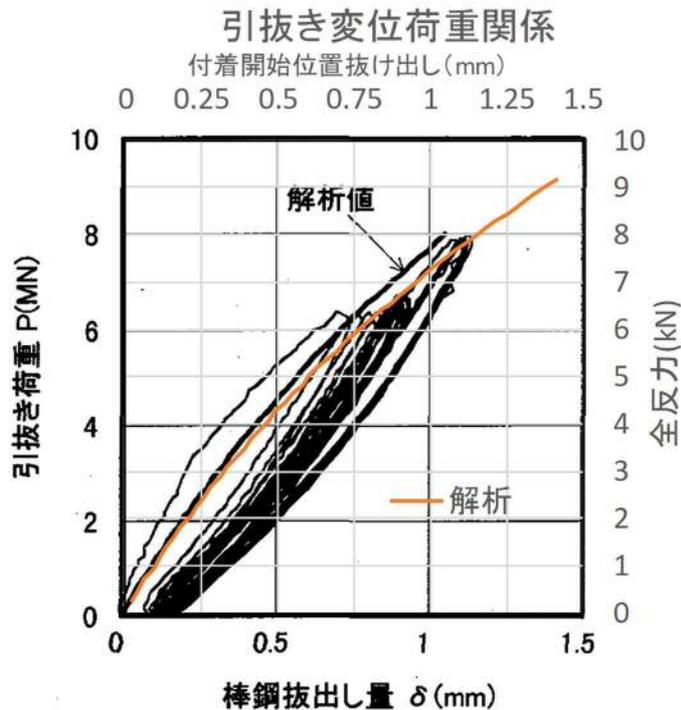


図-8 荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係 (D180 現場引抜き試験)

図 6.1-19 引抜き荷重－変位についての実験と解析の比較

表 6.1-8 引抜変位—荷重・アンカー応力の一覧

STEP	付着開始位置 抜け出し(mm)	引張力 (MN)	アンカー σ_s (N/mm ²)
	0	0	0
1	0.02	0.24	10.7
2	0.04	0.48	21.39
3	0.06	0.72	31.88
4	0.09	0.95	41.93
5	0.11	1.17	51.75
6	0.13	1.39	61.41
7	0.16	1.61	71.02
8	0.18	1.82	80.5
9	0.21	2.04	89.94
10	0.23	2.25	99.34
11	0.26	2.46	108.61
12	0.28	2.67	117.83
13	0.31	2.87	126.93
14	0.33	3.08	135.98
15	0.36	3.28	144.98
16	0.39	3.48	153.82
17	0.41	3.68	162.57
18	0.44	3.88	171.27
19	0.47	4.07	179.89
20	0.49	4.26	188.33
21	0.52	4.45	196.69
22	0.55	4.64	204.92
23	0.58	4.83	213.19
24	0.6	5.01	221.29
25	0.63	5.2	229.43
26	0.66	5.37	237.31
27	0.69	5.55	245.1
28	0.72	5.73	252.86
29	0.75	5.9	260.52
30	0.78	6.07	268.14
31	0.81	6.24	275.68
32	0.84	6.41	283
33	0.87	6.57	290.31
34	0.9	6.74	297.59
35	0.93	6.9	304.82
36	0.96	7.07	312.01
37	0.99	7.23	319.11
38	1.02	7.38	326
39	1.05	7.54	332.84
40	1.08	7.69	339.68
41	1.12	7.85	346.44
42	1.15	8	353.19
43	1.18	8.15	359.91
44	1.21	8.3	366.53
45	1.25	8.45	373.03
46	1.28	8.59	379.44
47	1.31	8.74	385.8
48	1.34	8.88	392.17
49	1.38	9.02	398.45
50	1.41	9.16	404.68

b. アンカーの付着応力，軸力，ずれ変位の分布特性

図 6.1-20 と表 6.1-9～表 6.1-12 にアンカーボルトの応力が $\sigma_s=99.34, 290.31$ N/mm^2 における付着応力，アンカーボルト応力，付着滑り量の分布を示す。現場引抜き試験では， $\sigma_s=100, 290$ N/mm^2 における計測データが示されているため，解析のアンカーボルト応力がこれらの値に最も近いステップを選定した。図 6.1-21 には，アンカーボルトの各種分布特性を解析結果と実験値を比較して示した。これらの関係より，解析結果は現場引抜き試験結果と良好に一致しているといえる。

また，解析条件として設定した付着-滑り関係の設定値と解析結果より得られる付着-滑り関係を比較して示した図 6.1-22 から，解析結果の応答値は設定した条件通りであることが確認できる。

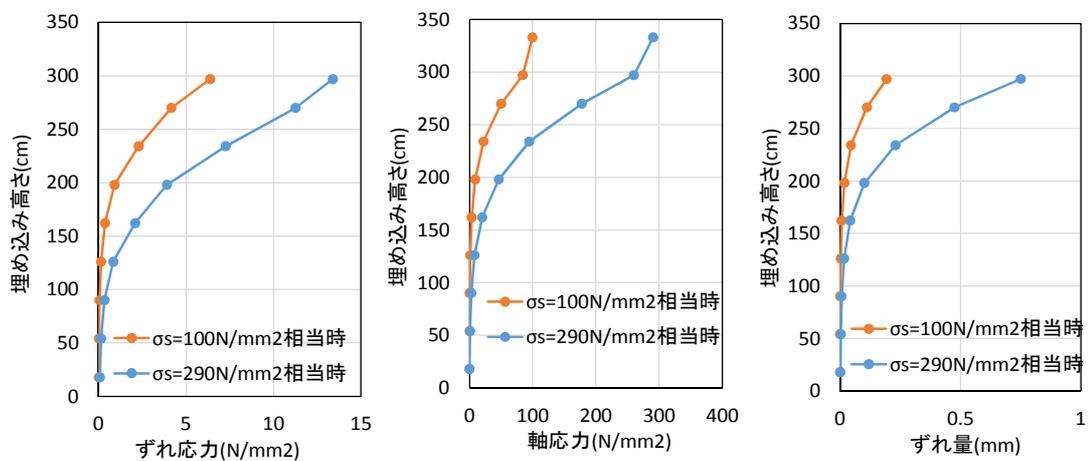


図 6.1-20 アンカー諸量の分布

表 6.1-9 付着応力・ずれ量の一覧 ($\sigma_s=100N/mm^2$ 相当時)

ELM-No	ELM-Z (cm)	フーチング天端よりの埋め込み深さ y/D	ずれ応力 (N/mm ²)	ずれ量(mm)
109	297	3.5	6.37	0.194
108	270	5	4.16	0.111
107	234	7	2.29	0.046
106	198	9	0.91	0.018
105	162	11	0.36	0.007
104	126	13	0.14	0.003
103	90	15	0.06	0.001
102	54	17	0.02	0
101	18	19	0.01	0

表 6.1-10 アンカー応力一覧 ($\sigma_s=100\text{N/mm}^2$ 相当時)

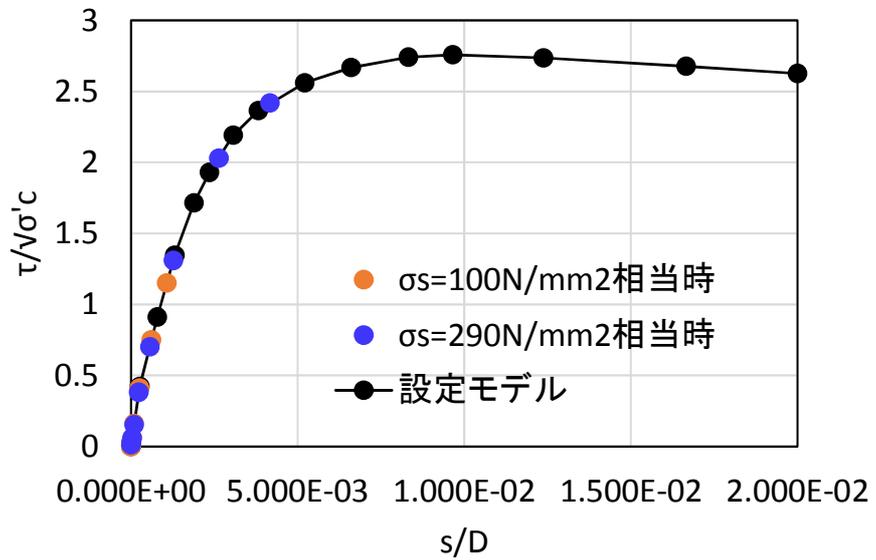
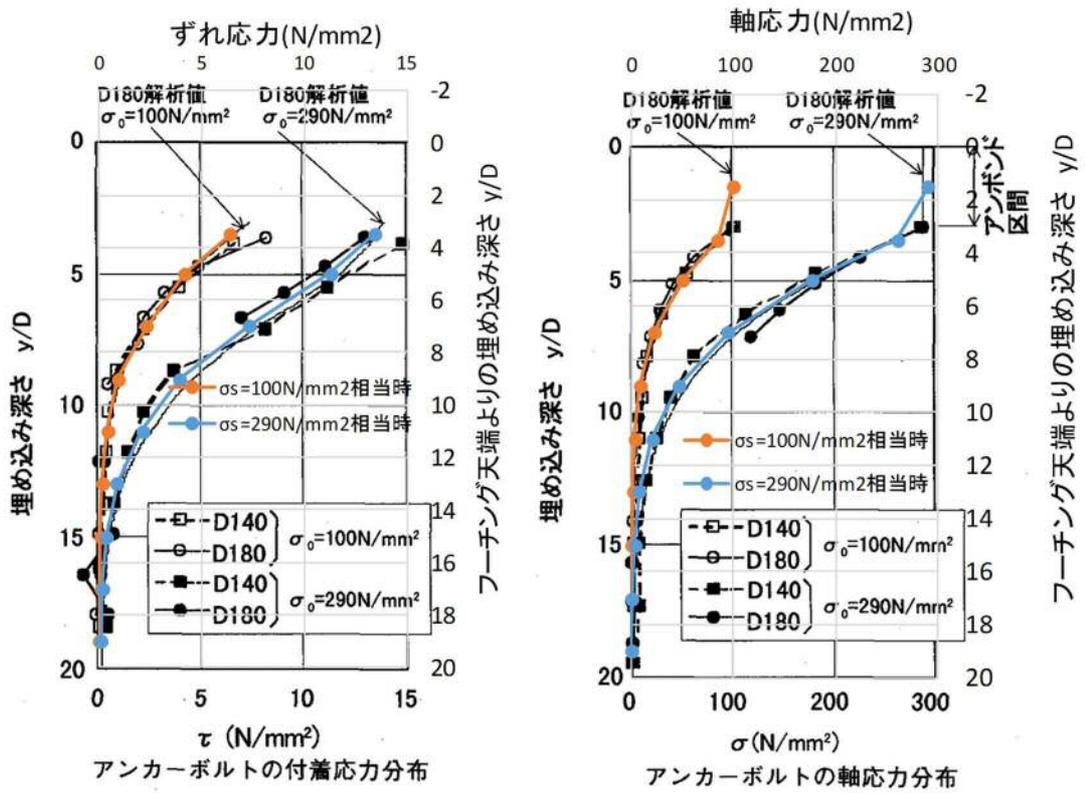
ELM-No	ELM-Z (cm)	フーチング天端よりの埋め込み深さ y/D	軸応力 (N/mm^2)
10	333	1.5	99.34
9	297	3.5	84.31
8	270	5	50.1
7	234	7	22.2
6	198	9	8.83
5	162	11	3.49
4	126	13	1.38
3	90	15	0.54
2	54	17	0.2
1	18	19	0.05

表 6.1-11 付着応力・ずれ量の一覧 ($\sigma_s=290\text{N/mm}^2$ 相当時)

ELM-No	ELM-Z (cm)	フーチング天端よりの埋め込み深さ y/D	ずれ応力 (N/mm^2)	ずれ量(mm)
109	297	3.5	13.38	0.751
108	270	5	11.26	0.475
107	234	7	7.26	0.23
106	198	9	3.9	0.102
105	162	11	2.08	0.042
104	126	13	0.83	0.017
103	90	15	0.33	0.007
102	54	17	0.14	0.003
101	18	19	0.07	0.001

表 6.1-12 アンカー応力の一覧 ($\sigma_s=290\text{N/mm}^2$ 相当時)

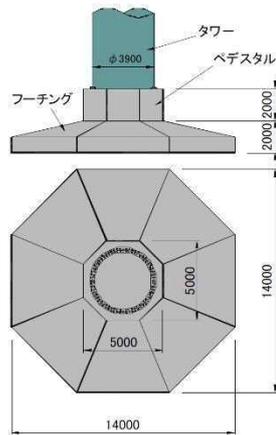
ELM-No	ELM-Z (cm)	フーチング天端よりの埋め込み深さ y/D	軸応力 (N/mm^2)
10	333	1.5	290.31
9	297	3.5	259.91
8	270	5	177.46
7	234	7	94.92
6	198	9	46.29
5	162	11	20.21
4	126	13	8
3	90	15	3.14
2	54	17	1.17
1	18	19	0.3



3.6 解析と実験の比較例

解析と実験の比較例を以下に示す。

鋼製タワーとコンクリート基礎の载荷実験との比較



風車基礎の実構造と基準供試体(1/4)の比較

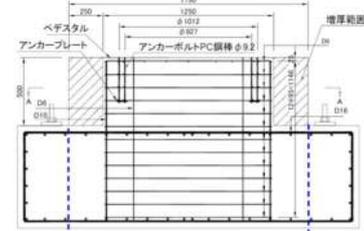
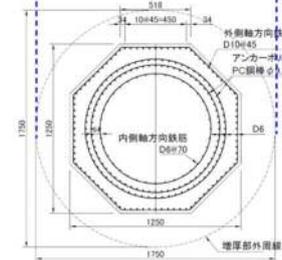
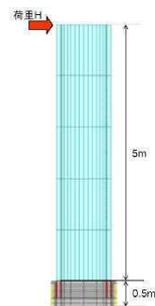


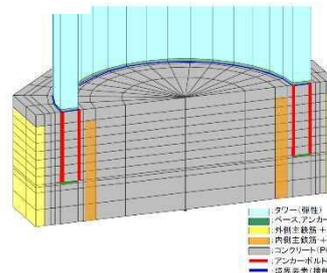
図-1(a) 供試体断面図



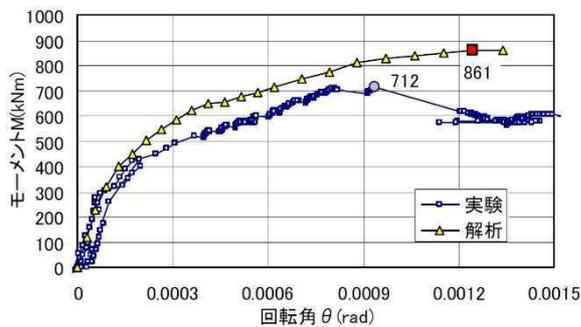
供試体平面図 (ペDESTAL部)



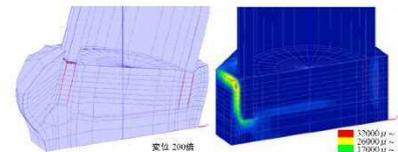
I-21-1(a) 供試体平面図 (ペDESTAL部)



解析モデル (ペDESTAL)



モーメントと回転角の関係 (基準供試体)



(a)変形 (b)主ひずみ

解析結果



破壊面 (基準供試体)

注記 : 小松崎勇一, 篠崎裕生, 齋藤修一, 原田光男: 風車基礎ペDESTALの引抜きせん断耐力に関する実験的検討, 土木学会第 63 回年次学術講演会, pp. 1093-1094, 平成 20 年 9 月
 齋藤修一, 小松崎勇一, 原田光男: 風車基礎ペDESTALの引抜きせん断耐力に関する解析的検討, 土木学会第 63 回年次学術講演会, pp. 1095-1096, 平成 20 年 9 月