

アンカーボルト位置の異なる非埋込み形 CES 柱脚の圧縮軸力下における構造性能に関する研究

合成構造 繊維補強コンクリート
 静的載荷実験 終局耐力

天野 皓太*
 指導教員 鈴木 卓

1. はじめに

内蔵鉄骨および繊維補強コンクリートから構成される CES (Concrete Encased Steel) 構造は、鉄骨鉄筋コンクリート構造の優れた耐震性能を有しつつ、鉄筋の省略による施工の簡略化を実現した新たな構造形式である¹⁾。

文献 2) では、非埋込み形 CES 柱脚の構造性能の把握を目的としてアンカーボルト (以下、AB) の位置およびベースプレート (以下、BP) 下面に設けたリブ補強の有無を変数とした静的載荷実験が実施され、終局耐力評価法が検討された。しかし、当該研究では、軸力を受けない柱脚試験体が検討対象であり、実建物の応力状態との乖離が指摘される。

以上を背景に本研究では、圧縮軸力比 0.2 を作用させ、AB の位置および BP 下面に設けたリブ補強の有無を変数とした非埋込み形 CES 柱脚の静的載荷実験を実施した。本論では、実験の計画を述べるとともに、試験体の破壊性状、履歴特性、および AB の応力分布について報告する。さらに、終局耐力評価法の検討結果を示す。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は実大の約 1/3 スケールとした 4 体であり、試験体形状および寸法は文献 2) とほぼ同一である。表 1 に試験体一覧を、図 1 に試験体形状および寸法を、図 2 に柱脚部の形状および寸法を示す。柱のコンクリート断面は 300mm 角、内蔵鉄骨は H-175×150×7.5×11 である。BP 上面から加力点位置までの高さは 600mm (せん断スパン比 2.0) である。敷モルタルの厚さは 15mm であり、BP の厚さは 45mm である。AB は 8-M24 である。軸力比 N/N_0 (N : 作用軸力, N_0 : 式(1), (2)より得られる柱の軸圧縮耐力¹⁾) は全試験体において 0.2 であり、載荷軸力は 1,000kN とした。

$$N_0 = \alpha_c r_u \sigma_B a_c + \alpha_s \sigma_y a_s \quad (1)$$

$$\alpha_c r_u = 0.85 - 2.5 p_c \quad (2)$$

ここで、 α_c : 圧縮強度の低減係数, σ_B : 柱コンクリートの圧縮強度, a_c : コンクリートの断面積, α_s : 鉄骨の降伏強度, a_s : 鉄骨の断面積, p_c : 圧縮側鉄骨比である。

実験変数は AB の位置および BP 下面のリブ補強の有無である。試験体 A350-2 および N350-2 は AB 間距離が短く (240mm) 柱内部に、試験体 A500-2 および N500-2 は AB

表 1 試験体一覧

| 試験体 | | A350-2 | N350-2 | A500-2 | N500-2 |
|-------------|-----------------|-----------------------|--------|---------------|--------|
| 柱 | 断面 $b \times D$ | 300×300 | | | |
| | 鉄骨断面 | BH-175×150×7.5×11 | | | |
| | せん断スパン比 | 2.0 ($M/Q = 600$ mm) | | | |
| | モルタル厚 (mm) | 15 | | | |
| 柱脚 | BP | PL-45×350×350 | | PL-45×500×350 | |
| | AB | 8-M24 (定着長 464 mm) | | | |
| 軸力比 N/N_0 | | 0.2 ($N = 1,000$ kN) | | | |
| AB 間距離 (mm) | | 240 | | 400 | |
| BP 下面リブ | | PL-36×300×60 | 無 | PL-36×460×60 | 無 |

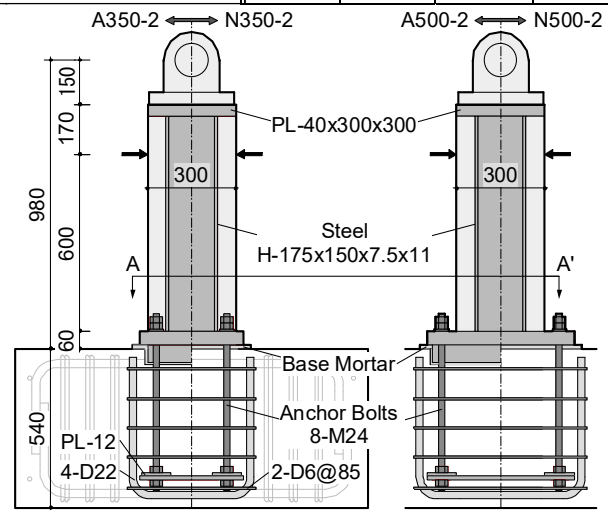


図 1 試験体形状および寸法

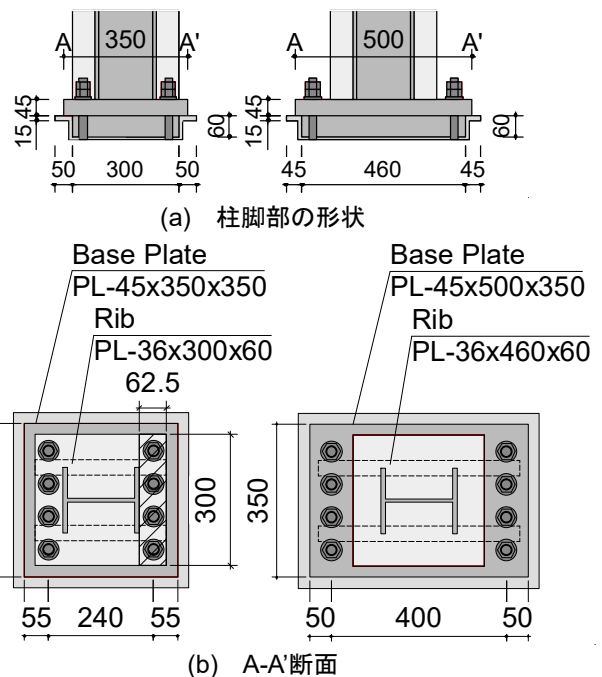


図 2 柱脚部の形状および寸法

表 2 コンクリートの材料特性

| 試験体 | | 圧縮強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) | 圧縮強度時ひずみ (μ) |
|--------|------|---------------------------|-----------------------------|--------------|
| A350-2 | 柱 | 51.9 | 31.1 | 2,741 |
| | モルタル | 76.0 | - | - |
| | スタブ | 42.5 | 29.8 | 2,219 |
| N350-2 | 柱 | 51.8 | 31.3 | 2,714 |
| | モルタル | 75.6 | - | - |
| | スタブ | 40.5 | 30.4 | 2,241 |
| A500-2 | 柱 | 52.6 | 29.9 | 2,903 |
| | モルタル | 78.4 | 22.2 | 4,225 |
| | スタブ | 38.8 | 27.8 | 2,090 |
| N500-2 | 柱 | 52.3 | 30.5 | 2,822 |
| | モルタル | 77.0 | - | - |
| | スタブ | 35.5 | 26.8 | 2,232 |

表 3 鋼材の材料特性

| 種類 | | 降伏強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) |
|--------|--------|---------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| PL-7.5 | SS400 | 293 | 192 | 434 |
| PL-11 | | 291 | 198 | 440 |
| PL-45 | | 273 | 205 | 478 |
| PL-36 | | 275 | 202 | 467 |
| M24 | ABR400 | 302 | 217 | 447 |

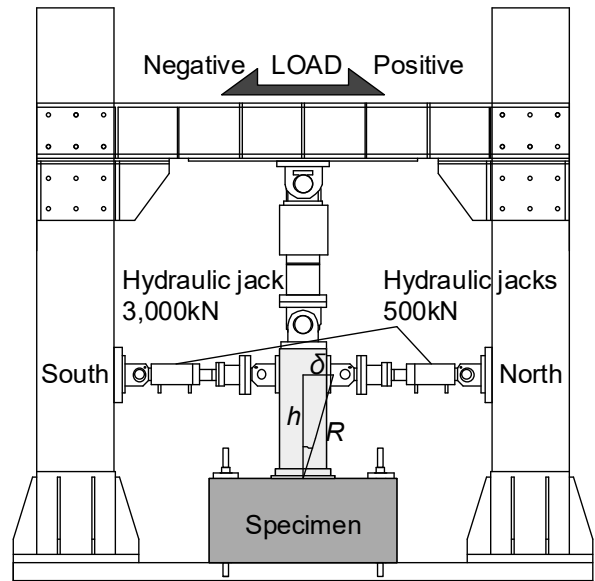


図 3 載荷装置

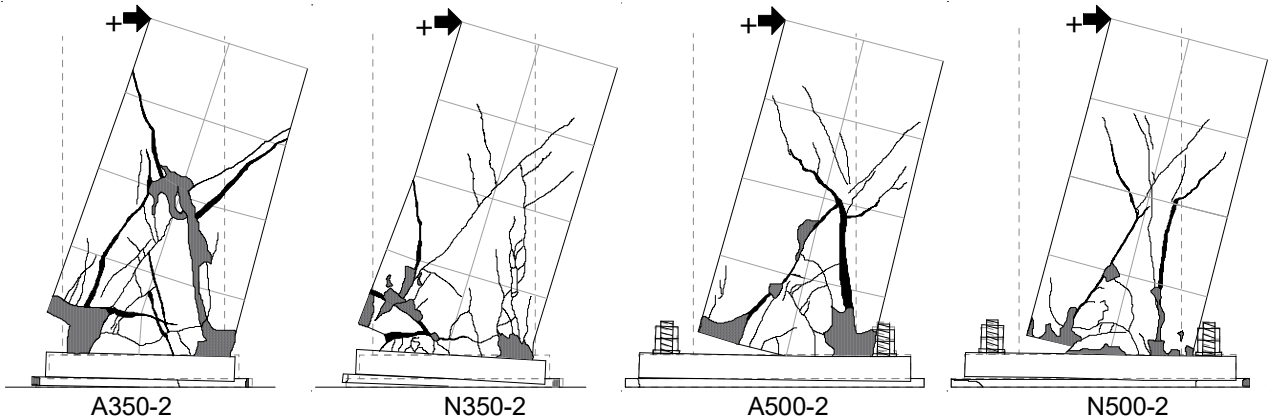


図 4 最終破壊性状（変形量：5倍）

間距離が長く（400mm）柱外部に AB を配置した。

表 2 にコンクリートの材料特性を、表 3 に鋼材の材料特性を示す。本試験では、スタブには普通コンクリートを、敷モルタルには無収縮グラウトを、柱には繊維補強コンクリートを使用した。柱に使用した繊維は、標準長 30mm、直径 0.66mm のビニロンファイバーであり、体積混入率は 1.0% である。

2.2 載荷計画

図 3 に載荷装置を示す。試験体の下スタブは PC 鋼棒を用いて載荷フレームに固定した。実験では試験体頂部に設置した鉛直ジャッキ（最大容量：押し 3,000kN）によって所定の軸力を作用させつつ、載荷フレームに取り付けた 2 台の水平オイルジャッキ（最大容量：押し 500kN）によって水平力を作用させた。水平力載荷は、載荷点の水平変位 δ をスタブ上端から載荷点までの高さ h (660mm) で除した変形角 R ($= \delta/h$) による変位制御とした。加力プログラムは $R=1/800$, $1/400\text{rad}$ および $1/200\text{rad}$ を 1 サイクル行った後、 $R=1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33$, $1/25\text{rad}$ を 2 サイクルおよび $R=1/20\text{rad}$ の正載荷のみとした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状および履歴特性

図 4 に各試験体の最終破壊性状を、図 5 に各試験体のせん断力-変形角関係を示す。図 4 の変形は試験体各部に設置した変位計から得られた各部材の変形角を 5 倍にして表示した。図 5 のマーカーは鋼材の降伏点、最大耐力点および柱曲げ耐力の計算値をそれぞれ示している。

全試験体ともに $R=1/400\text{rad}$ のサイクルまでに柱下部のコンクリートもしくは柱下部コンクリートと BP の境界に曲げひび割れの発生が確認され、 $1/100\text{rad}$ のサイクルまでにフランジの引張および圧縮降伏が確認された。また、BP 下面にリブを設けた試験体 A350-2 にのみ $1/100\text{rad}$ のサイクルから試験体側面付近のスタブ上面コンクリートにひび割れの発生が確認された。 $1/67\text{rad}$ のサイクルにおいて、AB 間距離の短い試験体では AB の引張降伏が確認されたのに対して、AB 間距離の長い試験体では AB の降伏は認められなかった。その後、 $P-\delta$ 効果による緩やかな耐力低下が生じたものの、安定した履歴性状を示す傾向が認められた。また、試験体 N500-2 では、最大耐力を発揮するまでに BP の降伏

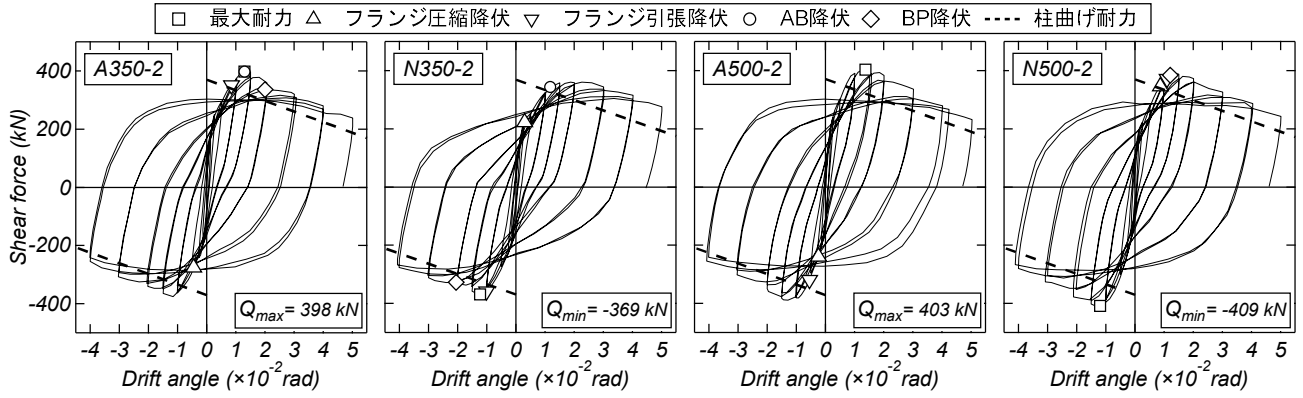


図5 せん断力-変形角関係

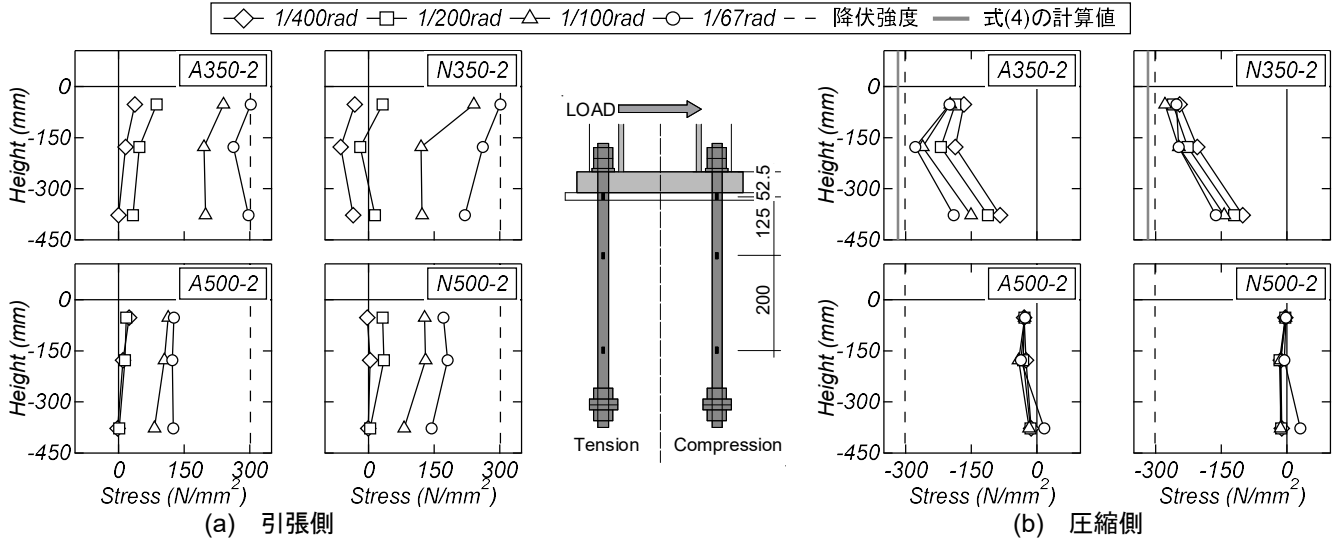


図6 アンカーボルトの応力分布

が確認された。

全試験体において柱の内蔵鉄骨が降伏しており、柱コンクリートの損傷が顕著であったため、柱曲げ破壊と判断された。AB間距離が短くリブのある試験体 A350-2 および AB 間距離の長い試験体 A500-2 と N500-2 の最大耐力は同程度であった。一方、AB 間距離が短くリブのない試験体 N350-2 は他の試験体と比べて柱コンクリートの損傷が少なく、最大耐力が 10%程度低くなった。

3.2 アンカーボルトの応力分布

図6にR=1/400から1/67radの正載荷1サイクル目ピーク時におけるABの高さ方向応力分布を示す。応力は履歴特性をバイリニア型と仮定し、同図に示すひずみゲージの計測値から算出した。

引張側 AB に着目すると、全試験体において R=1/100rad から顕著な応力の増加が確認された。AB 間距離の短い試験体では長い試験体と比べて高い応力が生じた。

圧縮側 AB に着目すると、AB 間距離の短い試験体では R=1/400rad から圧縮応力の発生が確認された。これは、AB を柱内部に配置したことで柱下部コンクリートに生じた圧縮応力が AB 上側のナットを介して AB に伝達した影響によるものと判断された。一方、AB 間距離の長い試験体ではす

べての変形角において、圧縮側 AB における顕著な応力の発生は認められなかった。

4. 終局耐力評価

柱および柱脚の曲げ耐力は、一般化累加強度理論を用いて算出した。鉄骨ウェブの曲げ耐力は精算値であり、両耐力の算定においてコンクリート強度の低減は行っていない。柱脚の曲げ耐力の算定において AB 間距離の長い試験体 A500-2 および N500-2 では、AB は引張力のみを負担するものとして計算した。一方、AB 間距離の短い試験体 A350-2 および N350-2 では、前章で示されたように柱下部コンクリートの圧縮応力の発生に伴い圧縮側 AB に応力の発生が確認された。そのため、当該試験体では AB に引張および圧縮の負担を考慮して柱脚の曲げ耐力を計算した。式(3)により算定した AB 上部のナット上面の表面積に作用する支圧応力 σ_n と AB の軸部に生じる圧縮力のつり合いを考慮した式(4)により AB の圧縮応力 σ_{AB} を算定した。

$$\sigma_n = \sqrt{c a_n / \sum a_n} \sigma_B \tag{3}$$

$$\sigma_{AB} = \sigma_n a_n / A a \tag{4}$$

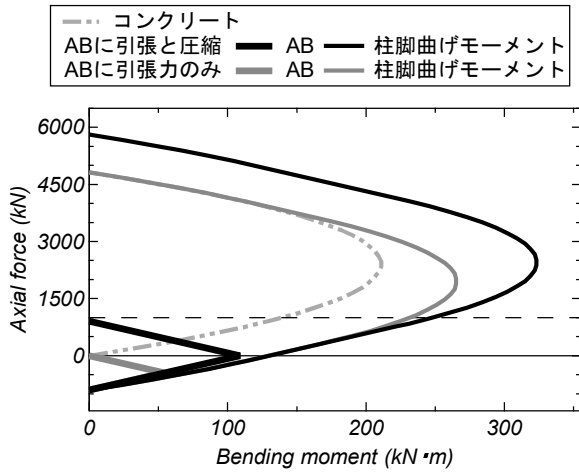


図7 柱脚の軸力-曲げ終局モーメント相関曲線

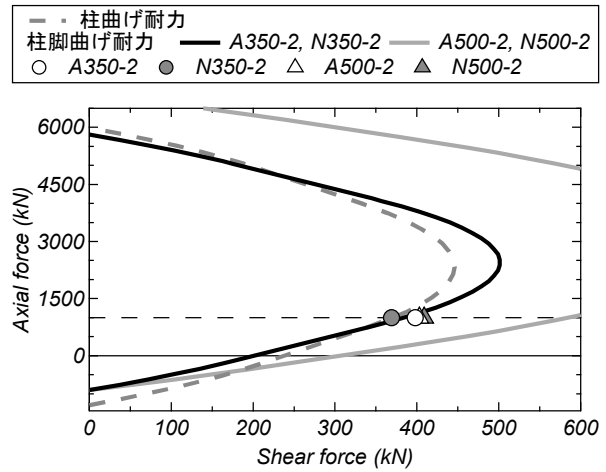


図8 実験結果と計算結果の比較

表4 実験結果および計算結果

| 試験体 | A350-2 | N350-2 | A500-2 | N500-2 |
|-------------|--------|--------|--------|--------|
| 実験の破壊モード | 柱曲げ | | | |
| 実験値 | 398 | 369 | 403 | 409 |
| 柱曲げ耐力 (a) | 370 | 369 | 371 | 370 |
| 柱脚曲げ耐力 (b') | 368 | 362 | | |
| 柱脚曲げ耐力 (b) | 387 | 385 | 583 | 582 |
| 実験値/計算値 | (a) | 1.08 | 1.00 | 1.09 |
| | (b') | 1.08 | 1.02 | |
| | (b) | 1.03 | 0.96 | 0.64 |

ここで、 σ_n : 圧縮側のナット上面の表面積に作用する支圧力、 $c a_n$: 図2のハッチで示す面積、 a_n : AB上部のナット上面の表面積、 A_a : ABの軸断面積である。

図6に式(4)の計算結果を灰色線で示す。同式による圧縮応力の計算値が降伏強度に比べて高いことから、本論に示す試験体の柱脚曲げ耐力の算定ではABの圧縮応力は降伏強度とする。

図7にAB間距離の短い試験体の柱脚の軸力-曲げ終局モーメント相関曲線を示す。同図の計算においてコンクリートの圧縮強度は全試験体の平均値を用いた。ABに圧縮の負担を考慮することにより柱脚の曲げ終局モーメントの値は軸力500kN程度から引張力のみを考慮した場合と比べて大きくなる傾向が確認された。

図8に終局耐力計算の結果の軸力-せん断力相関曲線を、表4に実験結果および終局耐力の計算結果の一覧を示す。図8中のマーカーは各試験体の実験における最大耐力値を示している。同図の計算においてコンクリートの圧縮強度は全試験体の平均値を用いた。表4にはAB間距離の短い試験体のABに引張力のみを考慮した場合の柱脚曲げ耐力値(b')も併せて記載する。

AB間距離の長い試験体では、柱曲げ耐力値が柱脚曲げ耐力値と比べて大きい。このことから、破壊モードは柱曲げ破壊と判断され、実験での破壊モードと一致した。AB間距離の短い試験体では、ABに引張力のみを考慮した場合、柱脚曲げ耐力値が柱曲げ耐力値と比べて小さいことから、破壊モードは柱脚曲げ破壊型と判断される。一方、ABに圧縮の負担を考慮した結果、柱脚曲げ耐力値はABに引張力のみを考慮した場合と比べて大きくなった。柱脚曲げ耐力値は柱曲げ耐力値と比べて大きいことから、破壊モードは柱曲げ破壊と判断され、実験での破壊モードと一致した。

全試験体において実験値と柱曲げ耐力値の比は1.00~1.11であり、軸力を作用させた非埋込み形CES柱脚は本論

に示す終局耐力評価法により概ね評価可能であるといえる。

5. まとめ

本研究では、圧縮軸力比0.2を作用させ、ABの位置およびBP下面に設けたリブ補強の有無を変数とした非埋込み形CES柱脚の静的載荷実験を実施した。本論より得られた知見を以下に示す。

- 1) アンカーボルト位置およびベースプレート下面に設けたリブ補強の有無によらず、全ての試験体において柱曲げ破壊型の様相が認められた。
- 2) アンカーボルト間距離が短い試験体ではアンカーボルトに圧縮応力の発生が確認された。
- 3) 圧縮軸力比0.2を作用させた非埋込み形CES柱脚は本論に示す終局耐力評価法により概ね評価可能である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄骨コンクリート (CES) 造建物の性能評価型構造設計指針 (案)・同解説, 2022.3
- 2) 西野天駿, 鈴木卓：アンカーボルト配置位置が非埋込み型CES柱脚の構造性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 46, No. 2, pp. 631-636, 2024.7