

再開発物件における開発技術の適用 —制震間柱およびソイルセメント本設杭の施工—

Application of New Technology in City Redevelopment Building (Construction of Control-column and Permanent Soil Cement Mixing Pile)

高橋 孝二*	新井 寿昭*
Koji Takahashi	Toshiaki Arai
川合 健康***	山下 英光****
Kenkou Kawai	Hidemitsu Yamashita
鹿籠 泰幸**	緩鹿 秀明****
Yasuyuki Shikamori	Hideaki Yuruka

要 約

本物件は、当社の設計施工物件としては、超高層 RC 造建物に制震構造を、山留め工事においてソイルセメント本設杭工法を適用した初の物件である。制震構造は、制震デバイスとして極低降伏点鋼のパネルダンパーを間柱中央部に組み込んだ制震間柱を採用している。ここでは、ダンパー部に過度の軸力が作用しないように工夫した制震間柱の施工方法と、施工段階に生ずるダンパー軸ひずみの計測について報告した。計測結果から、ひずみ値は想定された範囲内にあり、制震間柱の施工が良好に行われたことを確認した。一方、基礎工事の合理化および環境負荷低減のために開発されたソイルセメント本設杭工法については、本物件における施工計画、施工方法の概要および品質管理試験を行った結果について報告した。試験結果からソイルセメント本設杭のソイルセメントは設計基準強度を保障する品質が得られていることを確認した。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 建物概要
- § 3. 制震間柱の施工
- § 4. ソイルセメント本設杭工法の施工
- § 5. おわりに

§ 1. はじめに

制震構造は、地震エネルギーを制震ダンパーが吸収し、地震時の建物の揺れを低減する構造である。本物件で採用した制震構造は、制震デバイスとして極低降伏点鋼のせん断型パネルダンパーを間柱中央部に組み込んだ制震間柱としている。間柱はブレス型などに比べ、開口部が確保できるなどのメリットがあり、高層建物には多く採用されている。しかし、施工時においてダンパー部には、負担する軸荷重が作用し、その軸力が大きい場合に

はダンパーの耐震性能に影響を及ぼすことが考えられる。したがって、間柱の施工には、ダンパーに過度の軸力が作用しないように施工法を工夫する必要がある。そこで、本物件において実施した施工方法を紹介し、合わせてダンパーに実際に生じているひずみの計測を行ったので報告する。一方、ソイルセメント本設杭工法 (Permanent Soil Cement Mixing Pile: 略称 PSP 工法) は、基礎工事の合理化および環境負荷低減を目的として、原位置で攪拌混合して構築した高強度のソイルセメントカラムに応力伝達材として芯材 (形鋼) を挿入し、本設の基礎構造物としての機能を確保する工法である。ソイルセメント柱のうち杭先端部にある高強度の部分で、杭先端軸力を下部地盤へ伝達する部分を「先端部」(標準的な施工・配合を用いる場合、砂・砂礫が主な地質にあつては 5.0 N/mm^2)、先端部以外の部分を「一般部」(標準的な施工・配合を用いる場合、砂・砂礫が主な地質にあつては 1.0 N/mm^2) と称している。本工法は、基本的に仮設であるソイルセメント柱列壁工法の施工機械を用いるため、支持性能確保のためには本設構造物としての品質の確保が重要な課題となる。ここでは、PSP 工法の本物件における施工計画・施工方法の概要および品質管理試験の結果を報告する。

* 技術研究所技術研究部建築技術研究課

** 技術研究所技術研究部

*** 本社建築設計部構造課

**** 中部 (支) 納屋橋西 (出)



図-1 完成パース

§ 2. 建物概要

2-1 建物概要

本計画は、33階の住宅棟、7階の業務施設棟から構成されている。完成パースを図-1に示す。

工事名称：納屋橋西地区（再）住宅棟（民開）他建設工事

：納屋橋西地区（再）業務施設棟他建設工事

工事場所：名古屋市中村区名駅5-3301

発注者：独立行政法人都市再生機構中部支社

設計：西松建設(株)一級建築事務所

施工：西松・名工・近藤建設工事共同企業体

主用途：共同住宅・事務所・物販店舗・駐車場他

(以下 住宅棟)

建築面積：3407.04 m²

延床面積：49379.24 m²

階数：地下1階 地上33階 塔屋3階

最高高さ：118.08 m

2-2 住宅棟の構造概要

基準階伏図、軸組図を図-2に示す。平面形状は、約38m角のほぼ正方形である。中央部に吹き抜け部を有し、北側に階段、エレベータなどがありコの字型に住宅ゾーンが設けられている。構造上の特色としては、制震間柱が1フロアに8基づつ2階から25階に設置されている。これにより地震エネルギーの3割程度を負担することになり、スパンを大きくしたり、梁せいを小さくするなどの、構造計画においても寄与している。極低降伏点鋼ダンパーを組み込んだ制震間柱の形状を図-3に示す。極低降伏点鋼ダンパーは、普通鋼よりも降伏点が高い鋼板をパネル状に加工した部材で、パネルを早期に降伏させることにより、地震エネルギーを吸収し、建物の振動を抑制する。コンクリートは、1階から6階までの

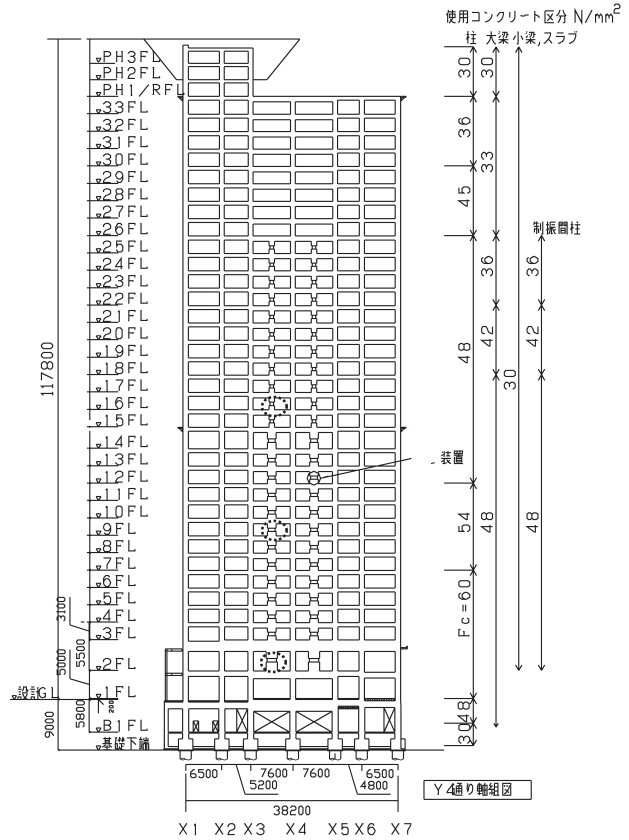
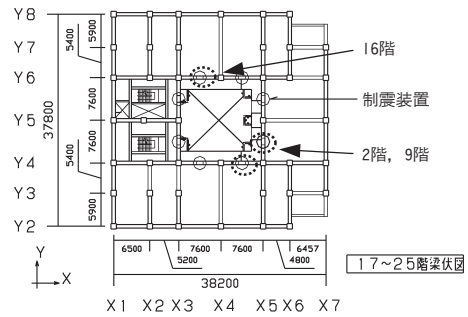


図-2 基準階伏図・軸組

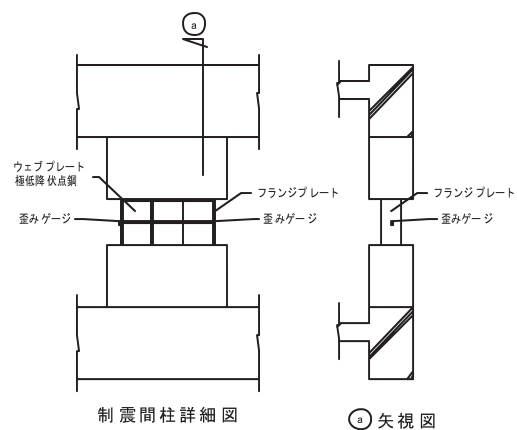


図-3 制震間柱の形状

柱に設計基準強度 (Fc) が60 N/mm²の高強度コンクリートを使用し、主筋にはSD490、せん断補強筋にはKSS785の高強度鉄筋を使用している。RC造の品質確保、工期短縮のため、プレキャスト工法を採用している。柱については、1フロア45本のうち33本をプレキャスト

表-1 タクト工程 (1工区)

		6	7	1	2	3	4	5	6	7	1
1工区	1-1工区	連層足場クライミング	支保工荷上げ		ALC荷上			目クライミング	連層足場クライミング	支保工荷上げ	
	1-2工区	浮型枠	CON打設	墨だし	PC柱建込	ハーフPC梁取付	FR板取付	FR板取付	梁・スラブ配筋	在来柱筋建込・浮型	CON打設
搬入予定	7:30			グラウト1.5t	ハーフPC梁10本	フルPC梁3本	フルPC梁3本	ハーフPC梁6本		在来柱筋	
	9:00				ハーフPC梁9本	フルPC梁3本	フルPC梁3本	ハーフPC梁6本			
	10:00					ALC					
	11:00	PC柱 5本								PC柱 5本	
	13:00	PC柱 5本					FR板 16枚	FR板 16枚			PC柱 5本
	14:00	PC柱 5本					スラブ筋				PC柱 5本
	15:00	PC柱 5本				フルPC梁3本	FR板 16枚				PC柱 5本
	16:00	制震間柱6本				フルPC梁3本	FR板 16枚				制震間柱6本

スト化、梁については、外周の逆梁をフルプレキャストとしている。また、スラブについては、プレストレスを加えたハーフプレキャスト版を使用している。

§ 3. 制震間柱の施工

3-1 躯体工事および制震間柱工事

タクト工程表を表-1に示す。フロアを南北2工区に分割し、7日タクトとしている。1~3日までにプレキャスト建込み4日目より配筋および型枠の施工を順次行い、7日目にコンクリートを打設する計画とした。

制震間柱の施工手順を以下に示す。間柱の施工状況を写真-1に示す。制震間柱のピース形状は、上部はプレキャストと下部は後打ちとしているので裸鉄骨である(写真-1参照)。制震間柱の建込みは、ハーフPC梁架設の前に間柱をセットし、レベル調整および建方調整後、エンドプレートと梁の間にグラウトを充填する(写真-1(a))。ハーフPC梁架設およびハーフPC床版を架設後(写真-1(b))、間柱下部の配筋および型枠の施工を行う(写真-1(c))。間柱下部のコンクリート打設は、間柱施工階の上階フロア打設時にバケツを用いて行う(写真-1(d))。

制震間柱に過度の軸力が生じることを避けるための対策として、重量サポートを間柱の両脇に2本ずつセット

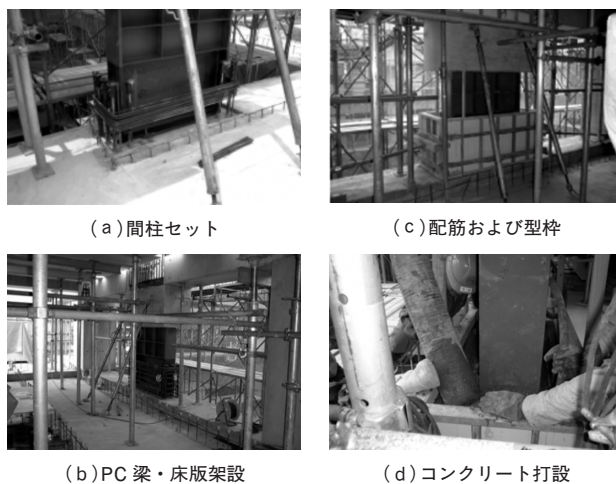


写真-1 施工状況

し、常に最上層施工階から3層分設置する方法とした。サポートの存置期間を遅らせることにより、負担荷重の応力分散を図っている。また、もう1つの対策工法として、16階からは、間柱下部の打設を3フロア上階の打設後に遅らせる方法も試みている。

3-2 計測方法および軸力管理

ダンパーに生じている軸力を把握するために、フランジ両サイドの中央部にひずみゲージを貼り付け、その測定値を管理することとした。設置箇所を図-2に示す。測定階は2階、9階は、Y4通りX4-5間、X5通りY4-5間の2箇所、16階はY6通りX3-4間1箇所としている。測定期間は、9階の制震間柱の施工時から間柱施工階の25階までとし、11階までは1フロア打設ごとにそれ以降は、2~3フロア打設ごとに計測を実施した。計測状況を写真-2に示す。

施工段階における管理目標値としては、間柱が負担するスラブ支配面積および梁の支配長さ分の重量を考慮した。制震ダンパーの性能を保証する軸力の限界値としては、田中等の研究)に基づき算定した3800kN(ひずみ換算値として約1400μ)とした。田中等は極低降伏点鋼を用いたパネルダンパーの履歴特性に及ぼす軸力の影響を検討する為に、軸応力度をパラメータとしたパネル単体の準静的せん断実験を実施している。結論として、大きな軸力下ではパネルダンパーのエネルギー消費能力が低下するため作用軸力に制限を設ける必要があるとして以下の許容軸力を提示している。

パネルダンパーの変形能を保証する圧縮側軸力の制限値を、枠フランジのオイラー座屈耐力 $e_u P_f$ (1) 式の0.9



写真-2 計測状況

倍に相当する値としている。

$$e_u P_f = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} \quad (1)$$

ここに、

l_k : 座屈長さ (両端単純支持) = パネル高さ

3-3 計測結果

26 階フロア打設時の各階のひずみ値を計算値と実測値を比較して図-4 に示す。ここで、計算値は、前項で説明したように間柱が負担するスラブと梁の重量を各階ごとに計算し、当該階の上階の間柱負担荷重を加算したものである。図からわかるように 9 階および 16 階はほぼ一致している。しかし、2 階の実測値は計算値に比べ半分程度の値にとどまっている。これは、2 階の間柱上部にある大梁の梁せいが 2,000 mm あり、本来負担すべき荷重が全て伝わっていないためと考えられる。

次に 9 階のフロア増分とひずみの関係を管理目標値と実測値を比較して図-5 に示す。X5, Y4 とも管理値をトレースしていて、良好な施工が行われていることがわかる。また、16 階のフロア増分とひずみの関係を管理目標値と実測値を比較して図-6 に示す。16 階からは、間柱下部の打設を 3 フロア上階の打設後に遅らせることにより、間柱の負担荷重の分散を狙ったものであるが、あまり効果が見られない結果であった。

最大ひずみを記録することが予想される 3 階では、図-4 から 500~550 μ 程度の値となるが、これは前項

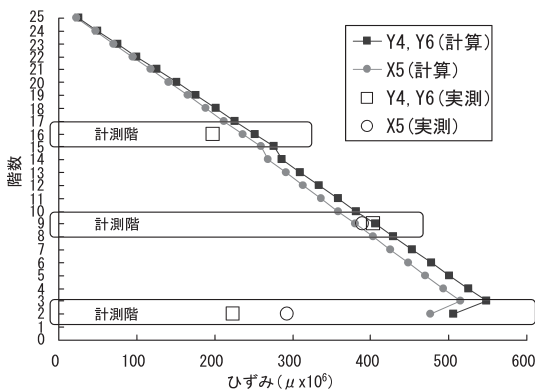


図-4 各階ひずみ値

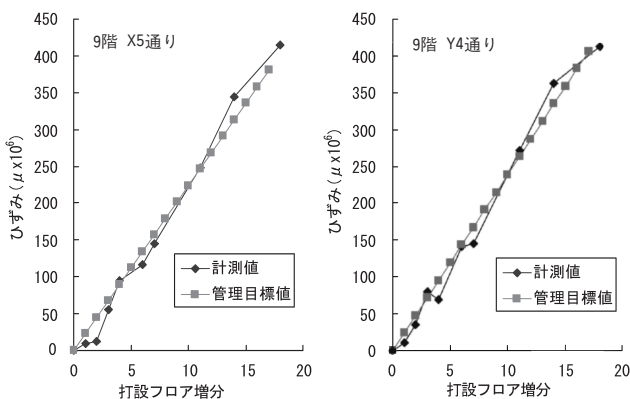


図-5 ひずみ—フロア増分の関係 (9 階)

の軸力制限値 1400 μ に対して 0.36~0.39 程度の範囲であり、パネルダンパーの変形性能には、全く問題ないレベルと推察される。

§ 4. ソイルセメント本設杭工法 (PSP 工法) の施工

4-1 施工場所および地盤

施工場所の敷地周辺のレベルは概ね平地であり大きな高低差はない。地盤柱状図を図-7 に示す。GL-22 m 付近までは砂層が、それ以深の GL-37 m 付近まではシルト層が主体となっている。GL-37 m 付近で N 値 50 以上の砂礫層が存在する。なお、常時水位は GL-2.5 m 付近である。

4-2 山留め壁および PSP 工法の施工計画

本計画は、地上 33 階の住宅棟と地上 7 階の業務施設棟である。住宅棟は地階を有し、基礎下端が設計 GL-8.2 m となるため、仮設の山留めとしてソイルセメント柱列壁工法を計画した。一方、業務施設棟は地階がなく、基礎下端は設計 GL-3.6 m であるが、住宅棟とのレベル差が生じることから、そのレベルの境となる範囲にもソイルセメント柱列壁工法を計画した。

業務施設棟は低層部 (地上 1 階) と高層部 (地上 7 階)

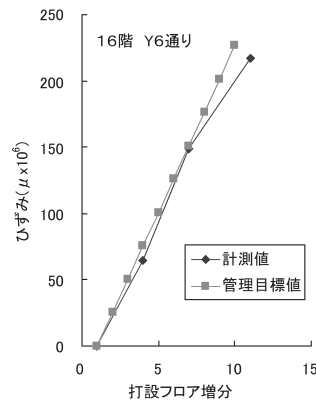


図-6 ひずみ—フロア増分の関係 (16 階)

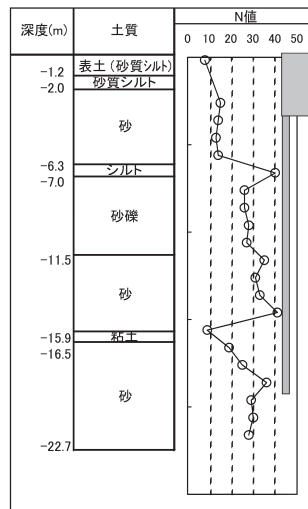
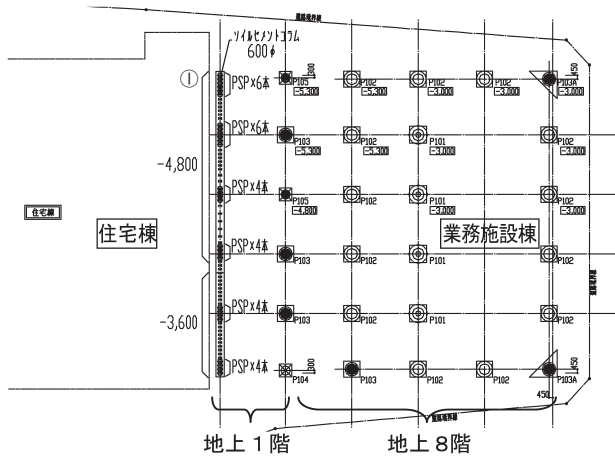


図-7 地盤柱状図



図—8 杭伏図

からなるS造であり、住宅棟側に位置する低層部では軸力が比較的小さいことから、GL-20 m付近のN値30程度の砂層を支持層とするPSP工法への設計変更を計画した。杭伏図を図—8に示す。

施工前にPSP工法の支持力を確認するために、一般部の設計基準強度を1.0 N/mm²、先端部の設計基準強度を5.0 N/mm²と仮定してPSP杭の鉛直許容支持力を算定する。砂および砂礫層における先端支持力は、(財)日本建築センターの「地盤改良指針」²⁾に準拠し、(2)式で求められる。

$$R_{pu} = 75 \cdot \bar{N} \cdot A_s \quad (\text{砂質地盤の場合}) \quad (2)$$

ここに、 \bar{N} ：芯材先端部(2D間)の平均N値、 A_s ：ソイルセメント先端部の断面積

また、押込時の周面摩擦力は(3)式で求められる。

$$R_{fu} = \phi \cdot \tau_d \cdot L \\ = \phi \cdot \sum (10/3 \cdot N_s \cdot L_s + 1/2 \cdot q_{uc} \cdot L_c) \quad (3)$$

ここに、 ϕ ：ソイルセメント柱の周長、 τ_d ：極限周面摩擦力、 L ：周面摩擦を考慮する長さ、 N_s ：砂質土のN値、 q_{uc} ：粘性土の一軸圧縮強度、 L_s ：砂質土の層厚、 L_c ：粘性土の層厚

上記から、載荷試験を行わない場合の鉛直許容支持力を(4)式によって求めると、長期270 kN、短期545 kNとなる。

$$R_a = 1/F_s \cdot (R_{pu} + P_{fu}) \quad (4)$$

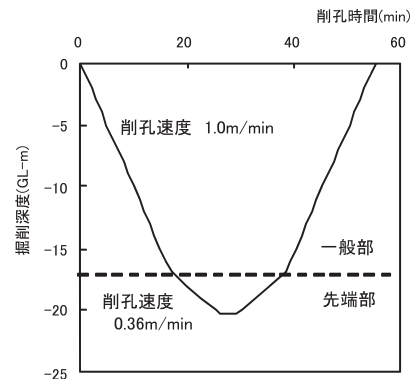
ここに、 F_s ：安全率(長期：3、短期1.5)

4—3 PSP杭の施工

本工事では表—2に示す配合を用い、図—9に示す施工サイクルで、通常の出留め壁部分を利用して事前に試験施工を実施した。PSP杭の施工は、出留め壁施工に用いるベースマシン、アースオーガを使用し、一般部を1.0 m/min、先端部を0.36 m/minの速度にて削孔を行った。また、最深の削孔底部では3分間同一レベルにて

表—2 PSP工法の標準配合

	一般部	先端部
セメント量 C (kg/m ³)	353	705
水量 W (kg/m ³)	530	564
水セメント比 W/C	150	80
ベントナイト量 (kg/m ³)	10	10
注入量 (ℓ/m ³)	650	800
注入液設計比重	1.37	1.60



図—9 施工サイクル



写真—3 芯材建込み状況

攪拌を行い、その後削孔と同様の速度にてアースオーガを引き上げた。芯材建込み状況を写真—3に示す。

PSP工法では、設計基準強度を確認する方法として、ソイルセメント柱施工直後に採取した未固結試料を用いる方法と固結後にコアサンプリングした試料を用いる方法がある。本工事で実施した試験施工では、未固結試料を採取する方法によって設計基準強度を確認することとした。ソイルセメント柱施工直後に試料採取器を用いて一般部(GL-10 m)および先端部(GL-17.5 m)から未固結試料を採取し、地上で供試体用モールドに詰めて一般部および先端部各3体の試験体を作製した後に、材令7日にて一軸圧縮試験を実施した。一軸圧縮試験の結果、一般部から採取したコアの平均強度は2.03 N/mm²、先端部から採取したコアの平均強度は8.23 N/mm²であった。これらの強度から算定される設計基準強度は、(5)式から一般部2.93 N/mm²、先端部11.82 N/mm²となり、支持力算定の際に仮定した設計基準強度を大きく上回っていることが確認できた。

$$F_c = \alpha_2 \times \{(1 - m \cdot V_7) \cdot \sigma_7\} \times 1.5 \quad (5)$$

ここに、 α_2 ：未固結試料と原位置の強度比（＝1.5：砂，であるがデータが蓄積されるまでは1.0とする）， m ：不良率によって決まる値（＝1.3：不良率10%と仮定）， V_7 ：変動係数（一般部：0.030，先端部：0.033）， σ_7 ：材令7日の平均強度（N/mm²）（一般部：2.03 N/mm²，先端部：8.23 N/mm²）

4-4 ソイルセメントの品質管理試験

事前に実施した試験施工の結果から，本工事では図-9に示した施工法でも設計基準強度を満たすことが確認された。したがって本施工でも試験施工と同様の方法によって施工を行った。

本施工時の品質確認は，試験施工と同様にソイルセメント柱施工直後に試料採取器を用いて採取した未固結試料を用いる方法とした。本施工の最初の段階（図-8①位置）で試験施工時と同様に一般部（GL-10.0 m），先端部（GL-17.5 m）から未固結試料を採取し，各12体の供試体を作製した。材令28日に実施した一軸圧縮試験結果を表-3に示す。圧縮試験の結果，一般部の平均強度 $\sigma_{28} = 3.75$ N/mm²，変動係数 $V_{28} = 0.086$ ，抜取個数（12個）に応じた合格判定係数 $k = 1.5$ から，設計基準強度1.0 N/mm²を保証するための必要強度を(6)式によって求めると $\sigma_{28} = 1.15$ N/mm²となった。また，先端部の平均強度 $\sigma_{28} = 5.86$ N/mm²，変動係数 $V_{28} = 0.028$ ，抜取個数（12個）に応じた合格判定係数 $k = 1.5$ から，設計基準強度5.0 N/mm²を保証するための必要強度を(6)式によって求めると $\sigma_{28} = 5.22$ N/mm²となり，未固結試料の平均強度は一般部，先端部ともに必要強度以上の値が確保されていることが確認できた。

$$\sigma_{28} \geq F_c / \{\alpha_2 \cdot (1 - k \cdot V_{28})\} \quad (6)$$

ここに， σ_{28} ：材令28日の平均強度， F_c ：設計基準強度（一般部1.0 N/mm²，先端部5.0 N/mm²）， α_2 ：未固結試料と原位置の強度比（＝1.5：砂，であるがデータが蓄積されるまでは1.0とする）， k ：試料数，試験結果により決まる定数（＝1.5）， V_{28} ：変動係数（一般部＝0.09，先端部＝0.03）， σ_{28} ：一般部＝1.15 N/mm²，先端部＝5.22 N/mm²

§5. まとめ

本報告では，超高層RC造建物の制震間柱における施

表-3 一軸圧縮試験結果

		一般部 (N/mm ²) (GL-10 m)	先端部 (N/mm ²) (GL-17.5 m)
1	1	3.58	5.65
	2	3.87	5.80
	3	3.66	6.01
2	1	3.47	6.16
	2	4.09	5.91
	3	4.06	5.65
3	1	3.82	5.75
	2	4.00	6.11
	3	4.07	5.86
4	1	3.99	5.91
	2	3.44	5.75
	3	2.98	5.70
平均値		3.75	5.86
変動係数		0.086	0.028

工方法およびダンパーに生じる軸荷重の計測について述べた。施工段階に生じる軸荷重は想定された値で推移することが確認でき，今回実施した制震間柱の施工法でダンパーの性能に影響を及ぼすような荷重が作用することはないことが確認できた。一方，PSP工法については，本物件における施工計画および施工方法の概要について述べ，PSP杭におけるソイルセメントの品質管理試験を行った結果，一般部，先端部ともに設計基準強度を保証できる品質が確保されていることを確認した。

PSP工法は，青木建設（現，青木あすなろ建設），淺沼組，安藤建設，大木建設，奥村組，鴻池組，五洋建設，住友建設（現，三井住友建設），錢高組，鉄建建設，戸田建設，西松建設，松村組，三井建設（現，三井住友建設）の共同で開発した工法であり，(財)日本建築総合試験所より建築技術性能証明第02-22号を取得している。

参考文献

- 1) 田中清，佐々木康人：低降伏点鋼を用いたせん断パネル型ダンパーの履歴特性と性能評価，パッシブ制震シンポジウム2000。
- 2) 日本建築センター：建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針，2002。