

プレローディッド・プレストレスト補強土工法の

原理と応用

内 村 太 郎

目次

論文の要旨

- 第1章 PL・PS補強土工法の概要
 - 1-1 研究の背景
 - 1-2 PL・PS補強土工法に関連する技術の現状
 - 1-2-1 粘性土に不織布を用いた補強盛土の実物大模型
 - 1-2-2 RRR工法の研究と開発
 - 1-2-3 RRR工法の施工例
 - 1-2-4 道路橋の補強土橋台の事例
 - 1-2-5 プレロード橋脚の試験施工の事例
 - 1-2-6 プレストレス基礎工の施工例
 - 1-3 PL・PS補強土工法の概要と原理
 - 1-3-1 PL・PS補強土工法の概要
 - 1-3-2 PL・PS補強土工法の原理
 - 1-3-3 PL・PS構造物の荷重載荷時の動作
 - 1-4 PL・PS補強土工法の課題と応用
 - 1-4-1 PL・PS補強土構造物の設計法
 - 1-4-2 プレストレス荷重の長期維持
 - 1-4-3 補強材の形状と配置
 - 1-4-4 タイロッドの施工方法
 - 1-4-5 PL・PS補強土構造物の寸法比
 - 1-5 PL・PS補強土工法の応用
 - 1-5-1 PL・PS補強土橋台（擁壁）・橋脚
 - 1-5-2 PL・PS補強土基礎工法
 - 1-5-3 PL・PS地山補強工法
 - 1-5-4 セメント改良土工法との併用
- 第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測
 - 2-1 試験盛土の概要
 - 2-2 計測
 - 2-2-1 盛土天端、壁面の変位および反力板の変位
 - 2-2-2 補強材の伸びひずみ
 - 2-2-3 タイロッドの張力
 - 2-3 プレロード、プレストレスの載荷試験（盛土3N、3M、3S）
 - 2-3-1 プレロード、プレストレスの載荷手順
 - 2-3-2 プレストレスの長期変動
 - 2-3-3 盛土の鉛直圧縮量
 - 2-3-4 補強材の伸びひずみ
 - 2-4 クリープ・繰返し供用荷重の載荷試験（盛土3M）

- 2-5 クリープ・繰返し供用荷重の載荷試験（盛土3A、3B）
- 2-6 まとめ

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

- 3-1 馬出橋梁の構造と建設
 - 3-1-1 建設の経緯
 - 3-1-2 構造の詳細と建設過程
- 3-2 計測項目
 - 3-2-1 タイロッドの張力
 - 3-2-2 盛土の圧縮量
 - 3-2-3 盛土底部の鉛直土圧
 - 3-2-4 盛土内部と外気の温度
 - 3-2-5 補強材の伸びひずみ
 - 3-2-6 RC小橋台の傾斜
- 3-3 プレロードの載荷とプレストレスの導入
 - 3-3-1 プレロード載荷の手順
 - 3-3-2 プレロード載荷時の挙動
- 3-4 壁面工の打設
- 3-5 桁の架設
- 3-6 長期の変動
 - 3-6-1 供用開始前の挙動
 - 3-6-2 供用開始後の挙動
- 3-7 列車通過時の挙動
- 3-8 平板載荷試験と密度試験
- 3-9 鉛直載荷試験
 - 3-9-1 載荷手順（載荷試験PS1）
 - 3-9-2 載荷手順（載荷試験PS2）
 - 3-9-3 鉛直載荷に対する挙動
- 3-10 水平載荷試験
- 3-11 まとめ

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

- 4-1 クリープ・リラクゼーション試験
 - 4-1-1 試験の概要
 - 4-1-2 試験の内容
 - 4-1-3 試験の結果
 - 4-1-4 クリープ・リラクゼーションについて
 - 4-1-5 剛性について
 - 4-1-6 せん断強度について
- 4-2 無補強の三軸供試体への繰返し載荷試験試験
- 4-3 補強土橋脚模型の繰返し載荷試験
 - 4-3-1 試験の概要

- 4-3-2 プレロードの効果を確かめる試験
- 4-3-3 プレストレスの効果を確かめる試験
- 4-3-4 プレロード、プレストレスの適切な値について
- 4-4 補強材の間隔を変化させた補強土橋脚模型試験
- 4-5 まとめ

第5章 PL・PS補強盛土の変形解析

- 5-1 New Isotach モデルの概要
- 5-2 馬出橋梁PL・PS橋脚のプレロード時の挙動解析
 - 5-2-1 弾性要素のパラメータの推定
 - 5-2-2 不可逆ひずみ速度依存性のパラメータの推定
 - 5-2-3 不可逆ひずみ速度非依存性のパラメータ(lower bound) の推定
 - 5-2-4 プレロード載荷時の挙動のシミュレーション
- 5-3 小型三軸圧縮試験による構成則パラメータの検討
 - 5-3-1 試験の概要
 - 5-3-2 弾性パラメータを求める試験 (試験GR14)
 - 5-3-3 時間依存性のパラメータを求める試験 (試験GR15)
- 5-4 まとめ

第6章 まとめ

参考文献

謝辞

参考文献

- ・国土開発技術研究センター：RRR 工法技術審査証明 報告書,1994
- ・小島謙一、館山勝、丸山修、三浦正宣、米澤豊司：軟弱地盤上における粘性土剛壁面補強土擁壁の解析と施工,第9回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集, pp.2-7, 1994
- ・後藤聡. : Strength and deformation characteristics of granular materials in triaxial tests, 東京大学博士論文, 1986
- ・鉄道総合技術研究所：RRR 工法による試験盛土の施工実験報告書,1995
- ・篠田昌弘：補強土構造物の耐震安定と変形性的実験的研究, 東京大学博士論文, 2001.
- ・Jiang,G. : 大型三軸試験によるレキの変形・強度特性,東京大学博士論文,1996
- ・龍岡文夫、館山勝：ジオテキスタイル補強土擁壁,基礎工,1995.11
- ・龍岡文夫、山内裕元：A reinforcing method for steep clay slopes using a non-waven geotextile,Geotextile and Geomembranes 4,pp.241-268,1986
- ・龍岡文夫、古関潤一、館山勝：盛土・擁壁の被害,第30回土質工学研究発表会特別セッション阪神大震災調査報告,pp.37-48,1995
- ・館山勝：壁面剛性の効果を利用した補強土擁壁工法に関する研究,東京大学博士論文,1997
- ・古谷明寿・半井健一郎・内村太郎・龍岡文夫(2002):免震基礎としてのPLPSジオテキスタイル補強盛土の振動台実験,ジオシンセティックス論文集, vol.17, IGS 日本支部, pp. 41-48.
- ・盧翰成：粘性土の補強工法に関する基礎的研究, 東京大学博士論文, 1999.
- ・山内裕元：粘性土盛土の不織布による補強法,東京大学博士論文,1987
- ・Abu-Hejleh, N., Zornberg, J.G., Wang, T. and Watcharamonthein, J. (2002): “Monitored displacements of unique geosynthetic-reinforced soil bridge abutment”, *Geosynthetics International*, Vol. 9, No. 1, pp. 71-95.
- ・Adams,M. (1997) : “Performance of a prestained geosynthetic reinforced soil bridge pier”, *Mechanically Stabilized Backfill*, (Wu,J.T.H. eds), Balkema, pp.35-53.
- ・Di Benedetto,H. : Modelisation du comportement des geomateriaux, application aux enrobes bitumieux et aux bitumes,These de D.E.,ENTP-USTMG-INPG,1983

- Hardin, B. O. and Richart, F. E., (1963) : Elastic wave velocities in granular soils, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. SM1: 33 - 65.
- Huang, C., Tatsuoka, F. : Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground, Geotextiles and Geomembranes 9 (1990) 51-82
- Ketchart, K and Wu, J.T.H (1997): "Performance of geosynthetic-reinforced soil bridge pier and abutment, Denver, Colorado, USA", *Mechanically Stabilized Backfill* (Wu, J.T.H. eds), Balkema, pp.101-116.
- Kohata, H., Tatsuoka, F., Dong, J., Teachavorasinskun, S., Mizumoto, K : Stress states affecting elastic deformation moduli of geomaterials, IS-Hokkaido94, Proc.int.Syn. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, vol 1, pp.3-9, 1994
- Kongsukprasert, L., Kuwano, R. and Tatsuoka, F. (2002) : Ageing Effects on The Stress-Strain Behaviour of Cement-Mixed Granular Materials
- M.P.Luong : Prestressed foundations for slender structures subject to dynamic loadings, Earthquake Resistant Construction and Design, Savidis(ed.), 1990
- M.P.Luong : Modeling prestressed foundations for overhead line towers, Centrifuge91, Ko(ed.), 1991
- Tatsuoka, F., Lo Presti, D.C.F. and Kohata, Y. (1995): Deformation characteristics of soils and soft rocks under monotonic and cyclic loads and their relationships, SOA Report, Proc. of the Third Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St Louis (Prakash eds.), Vol.2, pp.851-879.
- Tatsuoka, F., Uchimura, T. and Tateyama, M. (1997a): "Preloaded and prestressed reinforced soil", Soils and Foundations, Vol.37, No.3, pp.79-94.
- Tatsuoka, F., Tateyama, M., Uchimura, T. and Koseki, J. (1997b): "Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls as Important Permanent Structures", 1996-1997 Mercer Lecture, Geosynthetic International, Vol.4, No.2, pp.81-136.
- Tatsuoka, F. (1997c): "Why is PS required in addition to PL", Mechanical Stabilized Backfill (Wu, J.T.H. eds.), Balkema, pp.445-448.
- Tatsuoka, F., Jardine, R.J., Lo Presti, D., Di Benedetto, H. and Kodaka, T. (1999a): Characterising the Pre-Failure Deformation Properties of Geomaterials, Theme Lecture for the Plenary Session No.1, Proc. of XIV IC on SMFE, Hamburg, September (1997d), Vol.4, pp.2129-2164.
- Tatsuoka, F., Modoni, G., Jiang, G.L., Anh Dan, L.Q., Flora, A., Matsushita, M., and Koseki, J.

(1999): Stress-Strain Behaviour at Small Strains of Unbound Granular Materials and its Laboratory Tests, Keynote Lecture, Proc. of Workshop on Modelling and Advanced testing for Unbound Granular Materials, January 21 and 22, 1999, Lisboa (Correia eds.), Balkema, pp.17-61.

- Shinoda,M., Uchimura,T., Tatsuoka,F., Tateyama,M. and Natsuki,T. (2001), Seismic stability of PL/PS reinforced soil structure against strong shaking, Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement, Fukuoka, Balkema (Ochiai et al., eds), Vol. 1, pp.459-464.

- Shinoda,M., Uchimura,T. and Tatsuoka,F. (2002): Increasing the stiffness of mechanically reinforced backfill by preloading and prestressing, Soils and Foundations (to appear).

- Shinoda,M., Uchimura,T. and Tatsuoka,F. (2002): Model shaking table tests of preloaded and prestressed mechanically reinforced backfill, Soils and Foundations (to appear).

- Uchimura,T., Tatsuoka,F., Sato,T., Tateyama,M. and Tamura,Y. 1996. Performance of preloaded and prestressed geosynthetic-reinforced soil, Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement, Fukuoka, Balkema (Ochiai et al., eds), Vol. 1, pp.537-542.

- Uchimura,T., Tatsuoka,F., Tateyama,M., Koga,T. 1998: Preloaded-Prestressed Geogrid-reinforced Soil Bridge Pier, Proc. the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, Vol.2, pp.565-572.

- Uchimura,T., Tatsuoka,F., Tateyama,M., Koga,T.(1998): Behavior of the first prototype and full-scale models of PLPS geosynthetic-reinforced soil structure, Session "Geosynthetics in Foundation Reinforcement and Erosion Control Systems", Proc. of Geo-Congress'98, ASCE, Boston, pp.34-48.

- Uchimura,T., Shinoda,M., and Tatsuoka,F. (2000) Long-term Behaviour of PLPS GRS Bridge Pier, Proc. of Second European Geosynthetics Conference, Bologna, Vol.1, pp.281-286

- Uchimura,T., Shinoda,M., Siddiquee,M.S.A. and Tatsuoka,F. (2001), Deformation Analysis of PLPS GRS bridge pier during construction and in service, Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement, Fukuoka, Balkema (Ochiai et al., eds), Vol. 1, pp.293-298.

- Uchimura,T., Tateyama,M., Tanaka,I., and Tatsuoka,F. (2003): Performance of a preloaded-prestressed geogrid-reinforced soil pier for a railway bridge, Soils and Foundations (under review).

- Uchimura,T., Tamura, Y., Tateyama,M., Tanaka,I., and Tatsuoka,F. (2003): Performance of geogrid-reinforced soil structures evaluated by full-scale vertical and horizontal loading tests, Soils and Foundations (under review).

謝辞

この研究は東京大学の龍岡文夫教授のご指導のもとに、私の修士課程（平成6年度～）から、博士課程、東京大学助手在任中にわたる研究をまとめたものです。プレロード・プレストレスト（P L・P S）補強土工法の基本的なアイデアも、龍岡先生の発案によるものです。東畑郁生先生、前川宏一先生、古関潤一先生、ロランド・P・オレンセ先生には、研究室での活動を通じて、また副査として、有益な討議とご助言をいただきました。

本研究は、P L・P S補強土工法の原理についての理論的な検討だけでなく、東京大学生産技術研究所千葉実験所での5体の実物大模型での実験、J R九州篠栗線馬出橋梁の実施工橋脚・橋台の観測・実験、盛土材料の変形特性についての要素試験や小型模型試験などの成果に基づいています。これらの研究活動を行うにあたり、多くの実務家の方や研究室の方にご協力、ご助言をいただきました。

この場を借りまして、皆様にお礼申し上げます。

鉄道総合技術研究所の館山 勝様には、P L・P S工法の開発の技術面のみならず、実物大模型と実施工橋脚の建設において、プロジェクトを推進する役割を果たしていただきました。また、現場においては、複合技術研究所の田村幸彦様に、作業の手配と運営面で支えていただきました。鉄道総合技術研究所の小島謙一様、村本勝巳様、山田孝弘様、渡辺健治様、木村英樹様、鉄道建設公団の青木一二三様、米澤豊司様にも、一連の研究を遂行するために様々なご協力を頂きました。

実物大模型実験のうち、1996年の盛土はRRR工法協会の委託業務として行われました。また、実物大模型の構築では、東急建設、テクノックスの方々に大変お世話になりました。

篠栗線馬出橋梁の実施工P L・P S橋脚、および、補強土橋台に関しては、九州旅客鉄道（J R九州）施設部工事課の古賀徹志課長、田中郁夫課長、また前田崇課長代理、鶴英樹課長代理、兵藤公頭課長代理、貝瀬弘樹様、博多工事区の佐々木邦洋区長、田辺直憲区長、坂口博文区長、現場を担当してくださった角雄一郎様、中島大使様、内野豊臣様、高山智宏様、藤原直紀様をはじめ、多くの方にご協力をいただきました。前例のない工法でありながら実構造物に採用していただき、研究のために様々な便宜を図ってくださり、深く感謝申し上げます。

東京大学においては、土質研究室の桑野玲子講師、本多剛助手、周郷啓一技官、生産技術研究所の佐藤剛司助手、木幡行宏助手、小高猛司助手、鳥光道枝技官をはじめ、多くの教官、職員、学生の方にご助言とご協力をいただきました。学生では、P L・P S構造物の耐震性の研究で博士号をとられた篠田昌宏さんをはじめ、平川大貴さん、菊池達哉さん、丸山直樹さん、石原雅規さん、石村隆敏さん、半井健一郎さん、柴田芳雄さん、古谷明寿さん、千葉工業大学の本田聖一朗さん、東京理科大学の山本俊太さん、倉持裕子さん、法政大学の本廣竜三さん、日本大学生産の柴田博之さんには、P L・P S工法に関する共同研究として、議論や作業をともにしていただきました。

また、本研究の一部は、文部科学省の科学研究費補助金（奨励研究・基盤研究）、平成13年度石原藤次郎研究奨学金、運輸施設整備事業団の「運輸分野における基礎的研究推進制度」の委託研究によって行われました。

本研究は、実物大模型や実施工など、現場での観測や実験を含む研究活動が大きな割合を占めています。そのため、大学の中では見ることでできない、実務的な事柄も、わずかながら経験することができました。今後、この経験を生かして、実践的な研究・教育活動を続けて参ります。

論文の要旨

本研究では、補強盛土の剛性を飛躍的に高め、より大きな荷重を受ける構造物（橋台、橋脚、重要構造物の基礎など）を、補強土構造物で建設できるようにする工法として、プレロード・プレストレスト（PL・PS）補強土工法を提案した。その基本原理を実験的、理論的に検討するとともに、実物大模型の構築、および実施工への適用を通して、その実用性と効果を検証した。

PL・PS補強土工法は、補強盛土に鉛直方向のプレロードとプレストレストを加えることで、鉛直荷重に対する剛性を飛躍的に高め、長期間の荷重によるクリープ変形、および供用荷重の繰り返し載荷による残留変形を、きわめて効果的に抑制する。従来の鉄筋コンクリート（RC）構造に比べ、杭基礎を省略できたり現場発生土を利用できる場合にはかなり低コストになる。また土は基本的に延性的なので、基礎地盤の変形にも致命的な破壊をせず柔軟に追従できるという利点もある。

図1-1にPL・PS補強土工法概念図を示す。補強盛土に数本のタイロッド（PC鋼棒など）を鉛直に挿入して張力を加え、両端で連結した反力板（RCブロックなど）を介して盛土を圧縮する。盛土はジオテキスタイルで補強されているので、大きなプレロードに耐える強度がある。次にジャッキを緩めてプレロードを半分程度除荷する。最後にナットでタイロッド上端を上部反力板に固定し、ジャッキを外す。タイロッドには引張、盛土には圧縮のプレストレストが残る。

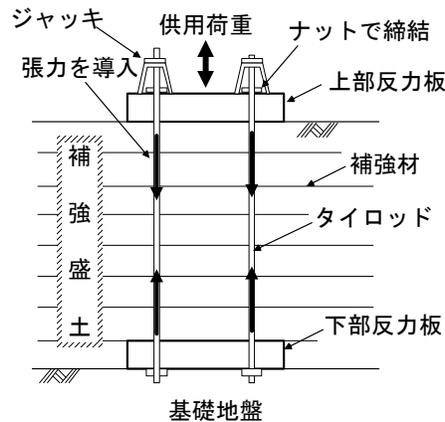


図1-1 PL・PS補強盛土の概念図

本研究により、補強盛土の鉛直荷重に対する剛性が向上するメカニズムとして、次の5つが明らかになった。

①（締固め効果と引張り補強効果）

補強されていることにより、盛土を効率的に締固めることができる。また、大きなプレロードをかけても盛土が破壊しない。

②（プレロードの効果）

プレロードの載荷・除荷によって、土は弾性化し大きな剛性を示す。

③ (プレストレスの効果)

土の圧縮プレストレスにより土の弾性ヤング率が増加する。実際に本研究で用いた盛土材 (粒度調整砕石) の三軸圧縮試験では、軸応力 σ_a と軸方向の弾性ヤング率 $E_{e,q}$ の関係として、次式が得られた。

$$E_{e,q} = E_0 \cdot (\sigma_a / \sigma_0)^m \quad \text{ただし } \sigma_0 = 98 \text{ kPa, } m = 0.63 \text{ 程度} \quad (\text{式1})$$

④ (補強材のプレストレス効果)

盛土の塑性的な性質のため、プレロードの荷重・除荷に伴い、土に水平の伸びひずみが残る。補強材にも引張りひずみ (プレストレス) が残る。補強材が縮もうとする力が摩擦力を介して土を水平に拘束し変形を抑制する。一般に、補強土が変形して補強材に張力が入らなければ、補強材の効果は発揮されないため、補強材に引張りプレストレスが作用していることは有効である。

⑤ (タイロッドの剛性)

タイロッドは張力がかかり、補強土の圧縮力 (プレストレス) と釣り合っている。供用時に圧縮荷重を受けると、補強土の圧縮に伴ってタイロッドも縮むが、タイロッドはあらかじめ張力がかかっているから弾性変形する。すなわち、圧縮荷重に対しては2つの弾性バネ (補強土とタイロッド) が並列になって抵抗し、構造物全体の剛性は、補強土とタイロッドの剛性の和となる。(同様に、供用時に引張り荷重を受けても、補強土の圧縮応力が0になるまでは補強土は弾性バネとして働き、全体の剛性は補強土とタイロッドの剛性の和になる。)

PL・PS補強土工法の実用性と効果を実証するために、7年間にわたって、粒度調整砕石とジオグリッドを用いた実物大模型5体と、実施工の補強土橋脚1体を構築し、建設から供用までの長期計測、および荷重実験を行った。

実物大模型実験においては、建設時にプレロードを十分に加えて盛土を圧縮変形させてから除荷することで、盛土の時間依存的な変形特性を改善し、供用中にプレストレス荷重を長期間維持できることを確認した。同時に、高いプレストレスを加えることにより盛土の剛性を高められること、逆にプレストレス荷重を完全に除荷してしまうと盛土が膨潤・軟化し、その後の圧縮変形が大きくなることを確認した。また、設計、施工上の注意点として、擁壁のような平面ひずみ条件の2次元問題でなく、長手方向も含めた3次元の変形を考慮して設計しなければならないこと、それぞれの場合に対してプレロード荷重・プレストレス荷重・タイロッドの剛性を適切に選ぶ必要があること、タイロッドを設置する方法に工夫が必要であることが明らかになった。

実施工のPL・PS補強土橋脚の長期挙動と列車走行時の挙動を計測した結果、PL・PS補強盛土は、実用上十分な剛性を持ち、また長期にわたって変形が小さく剛性が維持されることが分かった。特に、同じ橋桁荷重と活荷重を支えるプレロードとプレストレスを加えていない補強土橋脚との比較から、PL・PS補強土工法が、

- ・長期間の一定の荷重によるクリープ変形を抑制すること
- ・列車荷重載荷時の一時的な変形を抑制し、かつ弾性化すること
- ・長期間の非常に多数回の繰り返し荷重による残留変形を抑制すること

という3つの効果が、きわめて有効に発揮されたことを確認した。

PL・PS構造物の長期的な性能は、盛土材や補強材のクリープ・リラクゼーション・繰返し载荷による変形特性が決定的な要因になると考えられる。それらの挙動を予測するモデルの開発は、PL・PS構造物の設計法を確立するために大きく役立つ。まず、粒度調整砕石の盛土材を用いた室内三軸圧縮試験を行い、盛土材に対するプレロードの载荷・除荷、プレストレスの維持、および長時間のクリープ载荷や繰返し载荷に対する挙動について、基礎的な変形特性を調べた。

その結果、実物大模型および実施工の補強土橋脚で得られた知見を再確認することができた。すなわち、建設時にプレロードを十分に加えて盛土を圧縮変形させてから除荷することで、盛土の時間依存的な変形特性を改善し、供用中にプレストレス荷重を長期間維持することができること、さらに多数回の繰返し荷重に対する変形特性も改善されることを確認した。同時に、高いプレストレスにより盛土の剛性を高めることができること、逆にプレストレス荷重を完全に除荷してしまうと盛土が膨潤・軟化し、その後の圧縮変形が大きくなることを確認した。

また、少なくとも単調な载荷過程においては、三要素型のレオロジーモデルの一種である **New Isotach** モデルが適用できることが分かった。

New Isotach モデルを用いて、PL・PS橋脚へのプレロード時の荷重・変形特性の解析を試みた。一般に、複雑なモデルほど、個々のパラメータを決定することが困難になるが、本研究では、プレロード時の各荷重レベルでのクリープ载荷時の時間依存変形の実測値から、時間依存性と非時間依存性の非可逆変形に関するパラメータを決定する方法を提案し試みた。その結果、全体として盛土の圧縮量がやや過大に予測された。すなわち、各荷重段階でのクリープ量はほぼ実測と一致しているが、次の荷重段階に進むときの圧縮量がやや過大に見積もられる結果となった。これは、盛土挙動の実測値の時間間隔が、実際の载荷時に荷重が変化する時間より長時間（2分に1回）であり、荷重を増加させる途中のデータが測定されていなかったために生じた誤差である可能性が高い。

このモデルのPL・PS補強土構造物の変形解析に対する適用性に関しては、

- ・1次元モデルであり、水平ひずみ、特に補強材の時間効果を含む変形特性を考慮していない。
- ・盛土材が、真に **New Isotach** 則に従うのか、確認が十分でない。
- ・PL・PS工法では、プレロード後に除荷する事に重要な意味があり、除荷とその後の時間効果を扱えるモデルが必要である。
- ・プレロードに比べて微少ではあるが非常に多数回繰返される交通荷重の影響を、別途モデル化しなければならない。

などの課題が残っていることが明らかになった。

PL・PS補強土工法は、粒状体である地盤材料が高いプレロード・プレストレス荷重を加えることにより、高い剛性と強度を発揮するという、土質力学の基本原則に根ざしたものであり、様々な応用が期待できる。以上述べたとおり、本研究では、PL・PS補強土工法の基本原則とその応用性を明らかにすることができ、今後の応用の基礎となる知見が得られた。

第1章 PL・PS補強土工法の概要

1-1 研究の背景

従来、鉄道、道路の高架構造物の橋台や橋脚など、高い集中荷重を受け、かつ、変形に対して厳しい制限のある構造物では、土構造物ではなく、鉄筋コンクリート（RC）または鋼の構造が使われてきた。これは、土構造物が、他の材料による構造物に対して

- ・強度が低い
- ・剛性が低い
- ・長期的にクリープ変形を起こす
- ・地震時に揺り込み沈下やせん断変形を起こす

などのデメリットを持つからである。しかし、土構造物には、

- ・破壊に対する許容変形量が大きい
- ・延性的で、基礎地盤の変形に柔軟に対応する
- ・建設中に荷重が徐々に増加し、初期応力による沈下が修正されるため、杭基礎を簡略化できる
- ・内部減衰特性が大きく地震時に靱性を示す
- ・現場発生土を利用できる場合がある
- ・比較的狭い作業スペースで、小型の重機だけで施工することもできる
- ・仮設の場合、解体後に盛土材を再利用できる

など、コスト削減と安定性の確保の面でメリットがある。

一方、剛性、強度の比較的高い土構造物を構築する工法として、1960年代より、棒状や帯状の鋼製補強材を用いた補強土工法が開発された。これにより、よく締め固められた盛土材に適切な補強材を配置すれば、変形が小さく安定した構造物が作れるようになった。さらに、1980年代には、高分子材料を用いた補強材（ジオテキスタイル）が開発された。ジオテキスタイルは面状で、盛土材との接触面積が広いために、より効果的に補強効果が得られるようになった。また、排水機能をもつ補強材を用いることで、粘性土に対しても適用することができ、応用範囲が広がられた。

1990年代には、ジオテキスタイルを用いた補強盛土の垂直な壁面に、薄いRC壁面工を併用して、非常に剛性、強度、耐震性の高い擁壁を構築する剛壁面補強土擁壁工法（RRR工法）が開発された。この工法による擁壁は、鉄道盛土の両側面に用いられて、軌道を極めて小さな変形で支える実績を重ねており、その性能が確かめられてきた。RRR擁壁を鉄道橋の橋台部に用いることで、盛土によって直接橋桁を支えることも、徐々に行われるようになった。

しかし、これまで開発された補強土工法だけでは、上記の土構造物のデメリットを十分に克服するには至らず、RRR擁壁による橋台でも、これまでの桁長の最高が、道路橋では30m程度、鉄道橋では13m程度であり、それより長い（荷重の大きい）橋梁には、RCや鋼構造の橋台が使われているのが現状である。

第1章 PL・PS補強土工法の概要

本研究では、補強盛土の剛性を飛躍的に高め、より大きな荷重を受ける構造物（橋台、橋脚、重要構造物の基礎など）を、補強土構造物で建設できるようにする工法として、プレロード・プレストレスト（PL・PS）補強土工法を提案した。その基本原理を実験的、理論的に検討するとともに、実物大模型の構築、および実施工への適用を通して、その実用性と効果を検証した。

1-2 PL・PS補強土工法に関連する技術の現状

1-2-1 粘性土に不織布を用いた補強盛土の実物大模型

東京大学生産技術研究所では、ジオテキスタイルによる補強土（GRS: Geosynthetic Reinforced Soil）工法の研究を行ってきた。1982年から、千葉実験所で粘性土に補強材として不織布を用いた補強盛土の実物大模型を構築し、施工性の確認や長期計測、降水実験などを行った（山内, 1987）。図1-2-1は、その一つの模型の断面図である。

その結果、不織布による補強は、締固めの効率、間隙水の排水、張力による粘性土の補強に効果があることが確かめられた。とくに、盛土内のクラックが進展するのを抑制する働きがあった。

補強盛土の変形を詳しく分析した結果、補強領域は一体化して剛体のように動き、その変位には「転倒」と「滑動」の2つのモードがあることが分かった。また、急勾配斜面に短い補強材を用いた場合、大雨に対しては安定であるが、変形の仕方は滑動より転倒の方が著しくなった。

また、壁面近くの土の局所的な圧縮破壊を防ぐためには、壁面の安定性を上げることが有効であることが分かった。そのための一つの方法は、壁面を平面に作らずに、層ごとに法面部に土のうを積んで補強材で巻き込み、安定な筒状の壁面を作ることである。もう一つの方法は、RRR工法のように、鉄筋コンクリートなどで剛壁面を構築し、一体化してしまうことである。

これらの研究結果は、次のRRR工法の開発に活かされた。

1-2-2 RRR工法の研究と開発

東京大学生産技術研究所と鉄道総合技術研究所の共同研究により、ジオテキスタイルを用いた補強盛土で、強度、変形性、耐震性ともにすぐれた壁面をつくる、剛壁面補強土擁壁工法（通称 RRR工法: Reinforced Railway/Road with Rigid facing-Method）が開発された。

その施工事例（鉄道盛土への適用）と施工手順を、図1-2-2に示す。壁面にレキの入った土のうを積み上げ、敷設した補強材でこれを巻き込みながら、土をまき出し転圧する。壁面が土のうでおさえられているので、壁面近くまでしっかり転圧できる。これを繰り返して盛土を完成させ、自重による変形が落ちついてから最後にコンクリートの剛壁面を打つ。

この工法は、補強土擁壁の壁面剛性が補強土全体の安定に寄与することに注目している（龍岡、館山, 1995 [基礎工]）。

鉄道総合技術研究所と東京大学生産技術研究所は、RRR工法について設計、施工法、材料の評価方法、模型による振動実験や長期動態計測などの研究を重ね、RRR工法は1994年3月に（財）国土開発技術センターの技術審査証明を得ている。その認定の前提として、擁壁高さは10mまで、留意事項として盛土材には原則として砂質土を用いることが求められている。「粘性土を使用するとき

第1章 PL・PS補強土工法の概要

には別途検討すること」とされているのは、粘性土盛土については、RRR工法ならびに補強土全体で考えても粘性土盛土の施工実績が少ないこと、不織布などの効果が歴然としないこと、一般に粘性土盛土での事故例が多いこと、設計・施工法が確立されていないことのためである。

1-2-3 RRR工法の施工例

RRR工法による擁壁は、主に鉄道盛土で2001年までに334件、総延長60.9kmがつくられている。また、橋台も24箇所で作られている。

図1-2-3は、西武池袋線の桜台・練馬間の高架への取り付け部に使われたRRR工法による橋台で、1994年10月から使用されている(Kaga et al.,1994)。桁長13.2mのRC鉄道橋で、RRR橋台としては、本研究のPL・PS補強土工法を用いないものでは最大である。

図1-2-4は、北陸新幹線の長野車両基地の盛土にRRR工法による擁壁が使われた例である。擁壁の完成高さは平均約2mで、全長約1,800mである(小島ら1994)。

この基礎地盤は30m以上の厚いピート層、軟弱粘土層で、擁壁をRC構造物で建設して杭で支持するには非常に長い杭が必要である。また、擁壁を用いず斜面にすると、用地を拡張しなければならない。以上のことからRRR工法による擁壁が採用された。

擁壁を高さ3mでつくり、プレロード盛土をして約1m沈下させた。この段階では剛壁面を建設しなかったため、大きな沈下をさせたにもかかわらず全く問題が生じなかった。土構造物の、変形に対する柔軟性が示された。盛土材料には粘性土が使われ、補強材には排水機能を持つ不織布と引張剛性の大きな織布とを張り合わせた複合材が使われた。

図1-2-5は、神戸市東灘区の通称タナタと呼ばれる地区につくられたJR神戸線盛土の南側のRRR工法による擁壁である(龍岡ら1995)。擁壁の最大高さは6m、全長約300mである。この場所は、1995年1月17日の兵庫県南部地震での最激震地の一つで、擁壁の前の民家の倒壊率は80%をこえていた。しかし、この擁壁はわずかに変位・変形しただけで、RRR工法による擁壁の高い耐震性が示された。この場所には、図1-2-5c)に示すように、中央のボックスカルバートを挟んで、図の右側にRRR擁壁、左側にRCのL型擁壁が作られていた。図1-2-5a)は、ボックスカルバートとRRR擁壁の境目の写真であるが、ボックスカルバートはほとんど動かないものとする、RRR擁壁の壁面は、頂部で26cm、底部で10cm、水平外側へ変位したことが分かった。また、この変位の後も、盛土の安定性は変わらず、若干の補修のみで供用を続けている。一方、L型擁壁も、定性的にも定量的にも同じ様に変位したことが分かっており、L型擁壁が大きな杭基礎で支えられているのに対してRRR擁壁が直接基礎であることから、コスト的にRRR擁壁が勝っていたことになる。

これらの調査結果をふまえて、兵庫県南部地震の復旧事業を含めて、主に鉄道盛土で、RRR工法が標準工法の一つとして採用されることになった。

第1章 PL・PS補強土工法の概要

1-2-4 道路橋の補強土橋台の事例 (Abu-Hejuleh et al. 2002)

米国コロラド州 Denver で、1999年に、ブロック積み補強土擁壁による橋台を用いた道路橋が建設された。図1-2-6のように、中央のRC橋脚を挟んで、長さ34.5 m、幅34.5 mの桁が2連あり、各両端を補強土橋台が支えている。ブロック積み補強土擁壁では、壁面部にはコンクリートなどのブロックが積み上げられ、補強材はブロックの間に挟まれる形で壁面と接続される。ブロック及び盛土の自重によって、ブロックと補強材の間に摩擦が生じて、一体化する。

橋台盛土部の高さは、高い部分で5.9 m程度で、盛土材は粒度調整砕石(乾燥密度21 kN/m³, AASHTO(1998)による相対密度95%)、補強材はジオグリッド(破断強度157.3 kN/m)である。

桁荷重(桁受け小橋台直下の接地応力で115 kPa)を載荷したときの即時的な圧縮量が約12 mm、供用開始後1年間の残留圧縮量が約10 mmであった。

本研究の実施工PL・PS補強土橋脚では、桁受け小橋台直下の接地応力が、プレロード時に約240 kPa、プレストレス時には約120 kPa(列車荷重のぞく)である。この道路橋橋台の桁荷重は、実施工PL・PS橋脚のプレストレス荷重程度であるといえる。それに対して、圧縮量はこの道路橋橋台の方がはるかに大きい。しかし、道路橋であることから、許容沈下量が70 mmと比較的大きいため、この程度の圧縮変形も問題にならなかった。

1-2-5 プレロード橋脚の試験施工の事例

米国FHWAでも、補強盛土にプレロードを加えて、補強土橋脚や橋台に用いる研究を行っている。これは、Adams(1997)らによる研究で、"Prestrained reinforced soil"とよんでいる。PL・PS工法と同様に、鉛直にタイロッドを挿入して盛土に鉛直荷重をかけるが、異なる点は、プレロードを完全に除荷してしまって、供用時にはプレストレスをかけないことである。

図1-2-7は、その実物大模型実験の一例である。

1-2-6 プレストレス基礎工の施工例

鉄塔の基礎にアンカーを打ち、これに張力をかけて基礎の地盤にプレストレスを加えて、鉄塔の安定を図った事例がある(Luong,1990, Luong,1991)。図1-2-8はその概念図である。これは、フランスのElectricite' de Fracneの電気鉄塔である。Luongは、プレストレスは、応力空間において基礎地盤の変形が弾性を示す領域を上げ、剛性を高めて変位を小さくする効果があるとしている。

この事例では、基礎地盤内に補強材は使ってない。また、プレロードとその除荷の手順はとっていない。定量的検討も行っていない。

第1章 PL・PS補強土工法の概要

1-3 PL・PS補強土工法の概要と原理

1-3-1 PL・PS補強土工法の概要

図1-3-1は、PL・PS補強土工法の概念図である。PL・PS補強土工法では、ジオグリッド等で補強された補強盛土を鉛直方向に締め付けることによって、プレロードとプレストレスをかける。補強盛土の上下端にコンクリートなどの反力板を水平に設置する。盛土中にPC鋼棒などの数本の張力材を鉛直方向に挿入し、下端を盛土底部の反力板に連結する。張力材上端の上部反力板の上にジャッキを設置し、反力板を反力にして張力材に張力を加えることで補強盛土を高い応力で圧縮する（プレロード）。つづいてプレロードの一部を除荷して、張力材の上端と天端の反力板とを互いに固定する。このとき、補強土には鉛直方向の圧縮応力、張力材には引張力が残り、補強盛土は常に締め付けられた状態になる（プレストレス）。

具体的な施工手順例は、次のようになる。

1. 必要に応じて、地盤を改良する。このとき、RC構造物の場合に比べて、基礎地盤の変形の制限が比較的ゆるいため、セメント改良などの簡易な地盤改良で十分な場合が多い。
2. 基礎地盤上に、剛性の高いRCなどの反力板を構築する。セメント改良された地盤を、反力板として代用することもできる。
3. 4本のタイロッドを下部反力板にナットで締結する。下部反力板をセメント改良によって構築した場合は、タイロッドは地盤改良杭の中に挿入してアンカーする。
4. 補強盛土を構築する。同時に、タイロッドをカブラで継ぎ足して、所定の高さまでのぼしていく。タイロッドと盛土材との摩擦を避けるために、タイロッドに塩ビパイプをかぶせる。盛土材には、良質の粒度調整砕石を用いることが理想的であり、また十分な締固めを行うことが必要である。
5. 上部反力板をRCで構築する。タイロッドは、この反力板を貫通して、上まで延長される。
6. タイロッド上端に、プレロード装置を設置する。
7. 盛土にプレロードをかける。盛土は、このプレロードに十分耐えられるように補強されている必要がある。また、より効果的に盛土を塑性変形させるために、長期間の荷重保持や、繰返し荷重を行うことも有効である。
8. プレロードをプレストレス荷重まで除荷し、タイロッドと上部反力板をナットで固定して、ジャッキをはずす。このとき、一度でも荷重を完全に除荷すると盛土が膨潤・軟化し、供用時の変形が大きくなってしまうので、荷重を完全に除荷せず、プレロード荷重からプレストレス荷重まで直接除荷することが望ましい。
9. 供用開始する。このとき、常にタイロッド張力と、それに釣り合う盛土の圧縮力が、プレストレスとして作用している。

プレロード荷重、プレストレス荷重の適切な設定については、PL・PS補強土橋脚模型への室内載荷試験の章で検討するが、供用時にかかることが想定される外荷重に対して、以下のようにするのが、一つの目安である。

$$\begin{aligned} (\text{プレロード荷重}) &>> (\text{プレストレス荷重}) + (\text{外荷重}) \\ (\text{プレストレス荷重}) &>> 0 \end{aligned}$$

第1章 PL・PS補強土工法の概要

図1-3-2は、張力材上端の載荷装置の一例で、本研究で行った実物大模型、実施工PL・PS橋脚で使用したものである。タイロッドには、ジャッキの上端で押し上げるための上部ナットと、プレストレス時に用いる下部ナットの、2個のナットが使われる。プレロード時には、ジャッキで上部ナットを押し上げ、張力材を引張る。プレストレス時には、下部ナットを締めて変位を固定し、ジャッキを外す。実際には、ジャッキを外すとき、ナットの緩みなどでジャッキ荷重の3/4程度の荷重がプレストレスとして残るので、それを見込んでジャッキを操作することになる。

一般に、盛土構造物が建設後に圧縮変形する原因としては、次のものが考えられる。

1. 自重や死荷重によるクリープ
2. 活荷重がかかった時に一時的に起こる圧縮
3. 活荷重が繰り返しかかったときに起こる残留圧縮
4. 地震時の揺れ込み沈下

これに対し、PL・PS補強土工法で圧縮荷重に対する高い剛性が得られるのは、次の効果による。本論文では、これらの効果について、実物での観測、材料の室内試験、および理論面から検討する。

- ①盛土が補強されているため、効率的に締固められる。
- ②盛土が補強されているため、盛土を破壊させずに、大きなプレロードをかけることができる。
- ③プレロードを一度かけてから除荷する事によって、供用荷重による土の非弾性・粘塑性的な変形、繰返し荷重による変形を小さくできる。
- ④プレストレスにより、鉛直荷重に対する盛土材の弾性係数が高くなる。
- ⑤高い剛性のため、繰返し荷重に対するひずみ振幅も小さく、残留圧縮が生じにくい。
- ⑥補強材に常に張力が働き、盛土材を水平に拘束する。
- ⑦タイロッドの剛性が補強材が、鉛直圧縮荷重に対する剛性として働く。

また、PL・PS補強土工法で、高い耐震性が得られるのは、次の効果による。これらの研究については、篠田(2001)などで詳しく論じており、本論文では割愛する。

- ⑧プレストレスによって、土が鉛直に圧縮されているため、水平方向のせん断剛性と強度が増加する。
PL・PS補強土工法を補強土擁壁に用いている場合、裏込盛土のせん断変形による補強土擁壁の前倒れが抑制される。また、土構造物の地震時のゆりこみ沈下はせん断変形が繰り返して生じることで引き起こされるので、鉛直方向の拘束圧がかかっている状態では抑制される。
- ⑨PL・PSをかけた領域が、地震力によって曲げ変形をする場合、盛土が伸びる側のタイロッド張力が増加して、常に曲げを抑制するように働く。
- ⑩高密度に締固められた土が、せん断変形によりダイラタンシー膨張する場合、タイロッド張力が増加して抵抗する。
- ⑪プレストレス荷重が大きいほど、盛土の共振周波数が高まり、地震波の卓越周波数から離れる可能性が大きくなる。
- ⑫また、RC構造物に比べても、材料が土であることから靱性が高く、大きな履歴減衰性を示す。

第1章 PL・PS補強土工法の概要

1-3-2 PL・PS補強土工法の原理

ここでは、前節で列挙した、PL・PS補強土工法で圧縮荷重に対する高い剛性が得られる効果について、説明する。

①盛土が補強されているため、効率的に締固められる。

一般の土構造物でも、その性能を最も左右するのは、盛土の締固め密度である。良質の材料で、高度な工法を用いたとしても、それが理想的な性能を発揮できるのは、盛土材が適切に締め固められていることが前提である。特にPL・PS補強土工法では、十分な締固めを行うことが、プレストレスの長期の維持、プレロード荷重や供用荷重に対する変形の抑制のために重要である。このことは、本論文でも、実物大模型や実施工PL・PS橋脚の事例によって裏付けられている。

補強材が使われていない場合、特に粘性土などの低質な盛土材の場合、締固め荷重が大きすぎると、締固め荷重自体によって支持力破壊を起こしてしまう **over compaction** が生じて、締固め密度に限界がある。補強材を密に敷くことで、このような問題を起こさずに、十分大きな荷重で締固めを行うことが可能となる (Roh 1999 など)。

②盛土が補強されているため、大きなプレロードをかけることができる。

締固め時だけでなく、プレロード荷重をかける場合にも、補強されていることで、非常に大きなプレロード荷重をかけることができる。高いプレロード荷重をかけることは、盛土に大きな塑性変形を予め生じさせ、供用時の長期にわたる変形、プレストレスの低下、繰返し供用荷重による変形を効果的に抑制する効果が得られる。また、供用時に大きな荷重がかかった時、盛土が降伏せず高い剛性を締める荷重の範囲を、大きくする効果が得られる。

③プレロードを一度かけてから除荷する事によって、盛土にあらかじめ塑性変形を起こさせ、供用開始後の挙動を弾性的な剛性の高いものにする効果が得られる。プレロード工法自体は、従来から、一時的に盛土の計画高さ以上に余盛りすることが行われており、原理的には新しいものではない。しかし、PL・PS工法では、余盛りによらず反力板とタイロッドを用いてプレロードをかけるので、余盛りのための材料や工期を用意する必要がない。

また、本研究の現場観測、および、材料の室内試験から、プレロードが、長期間の供用による土の粘塑性的な変形、繰返し荷重による変形も抑制する効果があることが確認された。

④プレストレスにより、鉛直荷重に対する盛土材の弾性係数が高くなる。

土の圧縮プレストレスにより土の弾性ヤング率が増加する。これは、地盤材料で広く確認されている性質で、龍岡ら (1995, 1999ab) によれば、地盤材料の軸方向のヤング率は、同じ軸方向の圧縮荷重によって決まる。

実際に、本研究の実施工PL・PS橋脚で用いた盛土材 (粒度調整碎石) の三軸圧縮試験では、軸応力 σ_a と軸方向の弾性ヤング率 $E_{e,q}$ の関係として、次式が得られた (図1-3-3)。これは、三軸圧縮試験のいくつかの応力段階で、軸方向に微少な繰返し载荷を行ったときの応力ひずみ関係の傾きを測ったものである。詳細は、盛土材の室内材料試験の章で述べる。

$$E_{e,q} = E_0 \cdot (\sigma_a / \sigma_0)^m \quad \text{ただし } \sigma_0 = 98 \text{ kPa, } m = 0.63 \text{ 程度} \quad (\text{式1})$$

第1章 PL・PS補強土工法の概要

⑤高い剛性のため、繰返し荷重に対するひずみ振幅も小さく、残留圧縮が生じにくい。

鉛直荷重に対する盛土材の弾性係数が高いために、供用時の繰返し荷重に対するひずみ振幅が小さくなる。これは、供与荷重がかかったときの塑性変形を非常に小さくするか、あるいはまったく生じないようにする効果がある。そのため、盛土の鉛直圧縮が起こらず、プレストレスを長期間維持することができ、高い剛性を保てるという好循環になる。

逆に、このことは、プレストレスが低下すると、供用荷重によるひずみ振幅が大きくなり、多数回の繰返し荷重による残留圧縮が増加し、さらにプレストレスが低下するという悪循環に陥る可能性を示しており、プレストレスを高く保つことが必要である。

⑥補強材に常に張力が働き、盛土材を水平に拘束する。

通常の補強盛土では、盛土に大きな荷重がかからなければ、補強材の張力が小さく、補強効果が現れない。盛土が荷重を受けて変形することによってはじめて補強材にも伸びひずみが生じて張力が入り、補強効果が現れる。図1-3-4は、補強または無補強の密な豊浦砂の模型地盤で平面ひずみ条件の支持力実験を行った結果である (Huang and Tatsuoka 1990)。縦軸は正規化された荷重、横軸はフーチングの幅で正規化された沈下量である。模型地盤の最大の支持力は補強することで2~4倍に増加しているが、荷重初期の剛性(沈下量と荷重との比)は、補強材の有無に関わらずほぼ同じ値になっている。補強材が土構造物の変形に対して効果を現すのは、ある程度の変形が起きて補強材に張力が入ってからである。

PL・PS補強土では、プレロードの時に土と補強材はともに水平方向に伸びる変形をする(図1-3-5 a~b)。プレロードを除荷したときは、土のひずみは一部回復するが、土は補強材に比べて塑性変形が大きいので、水平ひずみは完全には戻らない。一方、土と一体になって伸び変形する補強材の張力・伸びひずみ関係は、土の変形特性とは異なる。補強材の変形の弾性成分の割合が土よりも大きければ、プレロードを除荷したときに補強材に張力が残る(図1-3-5 c)。

さらに、供用時も補強土にプレストレスが加えてあるので、補強材により強い張力が入っている。以上のように、補強材に常にかかっている張力によって、盛土の変形を抑える効果が期待できる。

⑦タイロッドの剛性が補強材が、鉛直圧縮荷重に対する剛性として働く。

タイロッドは張力がかかり、補強土の圧縮力(プレストレス)と釣り合っている。供用時に圧縮荷重を受けると、補強土の圧縮に伴ってタイロッドも縮むが、タイロッドはあらかじめ張力がかかっているから弾性変形する。すなわち、圧縮荷重に対しては2つの弾性バネ(補強土とタイロッド)が並列になって抵抗し、構造物全体の剛性は、補強土とタイロッドの剛性の和となる。

具体的には、供用荷重によって盛土が圧縮すると、それに応じてタイロッド張力も減少する。その分だけ、盛土にかかる荷重の増分は、供用荷重より小さくなる。

同様に、供用時に引っ張り荷重を受けても、補強土の圧縮応力が0になるまでは補強土は弾性バネとして働き、全体の剛性は補強土とタイロッドの剛性の和になる。

ただし、本研究の実物大模型や実施工PL・PS橋脚での経験から、タイロッドに市場に使われているPC鋼棒を用いた場合には、盛土の剛性に対してタイロッドがかなり柔らかく、この効果はそれほど大きくはない。

第1章 PL・PS補強土工法の概要

1-3-3 PL・PS構造物の荷重載荷時の動作

図1-3-6に、プレストレス状態での供用荷重、張力材の張力、補強土の圧縮力を沈下量に対して示す。これは、非常に簡単な1次元圧縮モデルを仮定して数値計算した結果であり、実際の盛土材の変形特性とは必ずしも一致しないが、構造の動作原理を説明するために概略計算を行ったものである。本研究では、これよりも実際の盛土材の変形特性に近いモデルを用いた計算を、プレロード時の挙動に対して試みており、その詳細は、変形解析の章を参照されたい。

ここでの計算は、プレロード荷重より低い荷重範囲では、弾性変形だけが生じるものとし、土の弾性係数を軸圧縮応力に依存するものとして下記の式で求めた。

$$E_{e,q} = E_0 \cdot (\sigma_a / \sigma_0)^m \quad \text{ただし } \sigma_0 = 100 \text{ kPa, } m = 0.63 \text{ 程度} \quad (\text{式1})$$

さらに、プレロード荷重より高い荷重範囲では、盛土材が降伏して塑性変形が生じるものとした。その際、水平ひずみが生じない K_0 条件を仮定し、式1の弾性剛性に対して一定の比率(0.195倍)の変形係数を用いた。

その他のパラメータとして、 $E_0 = 392 \text{ MPa}$ 、 $\gamma_t = 22.1 \text{ kN/m}^3$ 、張力材のバネ係数 $3.23 \times 10^5 \text{ kN/m}$ 、プレロード荷重 1180 kN 、プレストレス荷重 590 kN 、盛土断面積 6 m^2 、高さ 5 m を仮定した。

図の横軸は、プレストレスを導入した直後の釣り合い状態を基準とした、盛土の圧縮量をプロットしている。縦軸には、構造物の上部反力板にかかる供用荷重 P と、各状態でのタイロッド(張力材)張力 T 、盛土にかかっている荷重 C の変化をプロットしている。

プレストレスを導入した直後の、供用荷重がかかる前状態(0)では、張力材の張力 T と補強土の圧縮力 C は、ともにプレストレスの初期値で等しい。圧縮荷重 P がかかり沈下 S が生じると、補強土の圧縮力は増加し、張力材の張力は減少していく(0~1)。補強土の圧縮力が予めかけたプレロード荷重を超えると、土が塑性変形を始める(1)。さらに張力材の張力が0になると、張力材は座屈変形し、それ以上圧縮力を支えられないため、その剛性は示されなくなる(2)。この(1)(2)の荷重は、プレロード・プレストレス荷重の設定や補強土・張力材の剛性のバランスで決まり、張力材の座屈の方が先に起こることもある。

一方、引張荷重に対しては補強土の圧縮力が減少していき、補強土から反力板が浮き上がると補強土の剛性は挙動に現れなくなる(3)。この構造が有効に働く荷重範囲は、圧縮荷重は(1)、(2)の小さい方まで、引張荷重は(3)までである。

第1章 PL・PS補強土工法の概要

1-4 PL・PS補強土工法の課題と応用

PL・PS工法の実用化には、その基本原理だけでなく、設計法、施工法、メンテナンス、コストの問題など、様々な課題を解決する必要がある。本論文では、PL・PS工法の基本原理と、その実現可能性に焦点を絞っているが、この節では、実用化にあたって考慮すべき点、課題などを挙げる。

1-4-1 PL・PS補強土構造物の設計法

実構造物の設計においては、張力材と土の剛性の比、プレロード荷重、プレストレス荷重を適切に設定することで、盛土全体の剛性や長期的な性能を調節する必要がある。

PL・PS補強盛土に限らず、土構造物の品質を最も左右するのは、地盤材料の密度であり、適切な盛土材を使用して適切に締め固めることが必要である。本研究の試験盛土や実施工PL・PS補強土橋脚でも、締め固め密度によって盛土のプレロード時の剛性がかなり異なることが確認されている。また、長期的な変形や繰返し载荷による残留圧縮、プレストレスの維持の面でも、盛土の密度の影響を大きく受ける。

また、締め固め密度が低い状態で、高いプレストレス応力がかかった状態で、降水などによって含水比が増加した場合、コーラス現象で急速に圧縮が進む可能性がある。この現象も、密度が高ければ起こらないものなので、この点からも締め固め密度の管理が重要である。

また、盛土材の選択に関しても、本研究で用いた良質の粒度調整砕石だけでなく、貧配合の砂れき、粘性土などに適用できるかどうかは、検討の必要がある。これは、コストの点でも、PL・PS工法の適用範囲を拡げるために重要である。

PL・PS構造物では、圧縮荷重に対して、補強土の剛性とタイロッドの剛性の和が、全体の剛性として働くので、張力材の剛性が充分大きければ、補強盛土全体の剛性を高める効果が大きくなる。しかし、タイロッドと補強土に高い応力をかけて変位を拘束して維持するので、長時間たつと土と補強材の時間依存的な変形特性（クリープ・リラクゼーション）によってプレストレスが抜けてしまうことが予想される。その場合、補強土の剛性に対してタイロッドの剛性が高いほど、盛土の圧縮量に対してより大きくプレストレスが低下する。その点では、柔らかいタイロッドを大きく引き延ばしてプレストレスを加える方が、プレストレスの低下は小さくてすむ。

タイロッドの剛性に関しては、タイロッドの締結方法の問題とあわせて、次節でも議論する。

また、プレロード荷重が高いほど、盛土の剛性・強度とも向上するが、プレロードによって盛土が有害な変形をしたり破壊したりしないようにしなければならない。

また、プレストレス荷重が高すぎる場合は、供用時の比較的小さな荷重で、補強土内部の応力がプレロード時の応力に達してしまい、補強土が塑性変形を始めて沈下が急増する。プレロード荷重に達しなくても、死荷重や繰返し荷重によって、クリープ変形や残留変形が進みやすくなる。

一方、プレストレス荷重が低いと、盛土の弾性ヤング率が低下する。また荷重を0近くまで除荷すると盛土の膨潤、軟化が生じて、その後の供用荷重に対する剛性が低くなる。また、プレストレス荷重が小さければ、比較的小さな荷重で張力材の張力が消失し、張力材の剛性が荷重に抵抗する効果が失われる。

第1章 PL・PS補強土工法の概要

本研究では、適切なプレロード荷重、プレストレス荷重の値としては、前述の通り、供用時にかかることが想定される外荷重に対して、

$$\begin{aligned} (\text{プレロード荷重}) &>> (\text{プレストレス荷重}) + (\text{外荷重}) \\ (\text{プレストレス荷重}) &>> 0 \end{aligned}$$

とするのが、一応の結論である。しかし、プレストレス荷重がどこまで低下すれば、問題になるような変形が生じるか、という定量的な限界については、本研究でも未解決である。これは、PL・PS構造物の長期安定性、プレストレスの長期維持管理の手法とコストに関わる問題である。

1-4-2 プレストレス荷重の長期維持

前節で述べたように、盛土に対してタイロッドの剛性が高ければ、構造物全体の剛性が高くなる反面、盛土の小さな圧縮変形によってプレストレス荷重が大きく低下してしまう。その点では、タイロッドは柔らかい方が望ましい。

本研究では、タイロッドとして市販のPC鋼棒を用いた。実際には、実物大模型や実施工PL・PS橋脚の観測から、PC鋼棒であっても、よく締め固めた盛土の剛性に比べてかなり柔らかいことが分かった。これより硬いタイロッドを使うには、タイロッドの径を太くするか、本数を増やすことになるだろう。一方、タイロッドの剛性の効果に期待せず、もっと柔らかいタイロッドを用いてプレストレス荷重をさらに長期に渡って維持するという考え方もできる。この場合、タイロッドの材質として、スチールワイヤーやFRPなどを用いることも考えられる。

タイロッドを柔らかくするもう一つの方法として、タイロッドと上部反力板の締結方法を工夫することも考えられる。図1-4-1は、そのための機構をいくつか示したものである。図のa)の盛土上部の反力板とタイロッドを締結する方法として、b)がナットで剛結する方法である。これに対して、c)の用にバネを介して締結することで、タイロッドをはるかに柔らかいものとして働かせることができる。バネの部分については、実物大で作成するときには、高荷重で変位が小さいことから、つる巻きバネでなく、図1-4-2のような皿バネが、より適しているだろう。

図1-4-1 d)は、バネを用いた締結具に、バネの戻り防止機構（ラチェット機構）を加えたものである。この装置は、盛土が圧縮してプレストレスが低下しようとするときバネが伸びてバネの力でタイロッド張力をほぼ一定に維持するが、盛土が鉛直方向に膨張するときにはバネの圧縮変形を防止し、タイロッド単独の高い剛性が発揮されるというものである。本論文では直接扱わないが、第1-3-1節で述べたPL・PS工法の耐震性能に対する効果のうち、⑨と⑩の2点に関し、タイロッドの剛性が、盛土の曲げ変形とダイレタンシーによる膨張を抑制する効果を損なわないためのものである。

図1-4-1 d)ではくさびを用いており、実際にこの形式の模型も試作されたが、現在は図1-4-3にあるような、片方だけに回転するカムクラッチとボールねじを組み合わせたラチェット機構による模型で研究が進められている。このラチェット機構を用いた締結具の効果と、PL・PS構造物の耐震性の問題は、篠田（2001）に詳しい。

第1章 PL・PS補強土工法の概要

1-4-3 補強材の形状と配置

通常の盛土の設計では、盛土を3次元問題としてではなく、平面ひずみ条件を仮定して2次元問題として扱うことが多い。しかし、PL・PS補強盛土は、3次元的な境界条件になりうるので、設計ではこの点に注意しなければならない。

すなわち、PL・PS補強盛土では、反力板を設置した区間が鉛直方向に強い圧縮応力を受ける。この区間が長さ、幅ともに有限であれば、その区間の補強土は、水平面内で直交2方向(図1-4-4のx, y軸方向)に伸びる変形をしようとする。従って、補強材には2方向の伸びひずみに対して十分な剛性を持つ補強材(ジオテキスタイルなど)を用いるのが適している。

1-4-4 タイロッドの施工方法

PL・PS補強盛土の建設では、下部反力板を設置した後、鉛直方向にタイロッドを配置し、そのまわりを埋めるように補強盛土を構築していくことになる。盛土を構築するときには既に複数のタイロッドが立っているために、作業はこれらのタイロッドの間をぬって行わなければならない。作業効率、盛土の品質ともに低下するおそれがある。実際、本研究における実物大模型、実施工PL・PS橋脚の構築の時は、作業に手間がかかったうえ、締固めに大型の機械を使えなかった。これは、施工管理を難しくし、締固め不足の一因にもなりうる。

別の方法として、下の反力板を設置せずに通常の補強盛土を構築し、完成後に天端に反力板を設置して、そこからアンカーを打ち込んで盛土の基礎の地盤に定着させ、これをタイロッドとして用いることも考えられる(図1-4-5)。この場合は、盛土構築時にタイロッドがじゃまになることはないが、張力材を基礎地盤にしっかり定着させることと、基礎地盤が下部反力板として圧縮力を盛土底部に伝えるのに十分な剛性を持つこと、あるいはその様に強化されていることが必要である。この点については、本研究の実施工PL・PS橋脚の事例から、たとえ基礎地盤が軟弱粘土地盤であっても、セメント注入などによるある程度地盤改良すれば、そこにタイロッドを挿入してアンカーすることで解決できることが実証されている。

また、もう一つの方法として、張力材を盛土外部に立てることも考えられるが、その場合は張力材の間隔が広いために、反力板の剛性が高くなければならなくなる。また、張力材が盛土の外にあることから、その分だけ余分な用地が必要である。

1-4-5 PL・PS補強土構造物の寸法比

本研究の実物大模型実験で、高さ5mの補強土擁壁(RRR工法でRC壁面工を構築する前の状態)に対して、壁面近くにプレロードを載荷したときに、鉛直方向に荷重をかけているにもかかわらず壁面外側への大きな曲げ変形を生じてしまった。この結果は、PL・PS工法でどこまで高い構造物を造れるか、という問題を提起している。

盛土が高く、断面積が小さければ、鉛直荷重をかけたとき座屈による曲げ変形が起こるおそれがある。これは不安定な状態であるから、絶対に避けなければならない。また、座屈を避けるために、断面積を大きくすると、一定のプレロード、プレストレス荷重を確保するためにタイロッドの総張力を大きくしなければならず、タイロッドの強度を高くするか、本数を増やすことになる。また、タイロッド間隔が広くなると、反力板の剛性、強度も確保しなければならず、コストの増加につながる。

第1章 PL・PS補強土工法の概要

1-5 PL・PS補強土工法の応用

PL・PS補強土工法の基本形は、図1-3-1に示すものであるが、用途に応じて様々なバリエーションが考えられる。

1-5-1 PL・PS補強土橋台（擁壁）・橋脚

図1-5-1は、PL・PS補強土工法で建設する補強土橋台（擁壁）の概念図である。

この例では、壁面をRRR工法で作っている。コンクリートの剛壁面の構築は、プレロードの載荷とプレストレスの導入が終わって、クリープによる変形が落ちついた後である。こうすることによって、プレロード時の盛土の圧縮変形が、剛壁面工に影響を及ぼすことを避けることができる。

プレロードとプレストレスをかけることで、盛土にかかる上載荷重による変形が軽減されるだけでなく、土に鉛直方向の拘束圧がかかるために、水平方向のせん断力に対しても剛性、強度ともに向上する。その結果、地震時の変形、破壊が抑えられるので、耐震性が増すことが期待できる。

前述のように、RRR工法はすでにスパン 13.2 m の鉄筋コンクリート鉄道橋の橋台に用いられた実績がある。これにPL・PS補強土工法を用いて、さらに大スパンの橋桁を支えることができる可能性がある。さらに、これを応用して、PL・PS補強土橋脚を作ることもできる。

本研究で実物大模型および実施工で建設、観測を行った事例は、この応用例にあたる。

1-5-2 PL・PS補強土基礎工法

図1-5-2は、PL・PS補強盛土を建物や鉄塔などの構造物の基礎として用いる工法の概念図である。

PL・PS補強土工法には、補強土の剛性と張力材の剛性とが並列に働いて、圧縮荷重だけでなく引張荷重に対しても高い剛性を示すというメカニズムがあった。鉄塔のように転倒を防ぐために基礎の引張荷重に対する抵抗が重要な構造物や、地震力によってロッキングすることを避けなければならない重要構造物の基礎にPL・PS補強盛土を用いれば、張力材がアンカーとして引張荷重に抵抗するだけでなく、補強土の剛性も一緒になって抵抗するので、構造物をより安定に固定することができるだろう。前述のフランスの鉄塔のプレストレス基礎の施工事例は、この工法に近いものである。

また、構造物のロッキングだけでなく、地震力による水平変位に対しても、プレストレスの拘束圧によって十分なせん断強度が得られ、同時に土粒子の摩擦でエネルギーを吸収して大きなダンピング性能が得られる可能性がある。現在、図1-5-3に示すような模型実験による研究が進められている（古谷 2002）。この模型では、小型のPL・PS免震基礎2基で、上部構造物を支える構造となっている。

1-5-3 PL・PS地山補強工法

図1-5-4は、地山を掘削して橋台などの重要構造物を作るときに、その基礎の部分にPL・PS補強土工法を用いる工法の概念図である。

第1章 PL・PS補強土工法の概要

地山を側面からのネイリングを行いながら掘削する(図の1)。このネイリングで挿入した鉄筋がPL・PS補強盛土の場合の補強材の役割をする。次に、構造物の基礎になる位置に上面からアンカーを打ち、補強領域の下方までのぼして地山に定着させる(図の2)。これが張力材の役割をする。アンカーの上端に鉄筋コンクリートの反力板を設置し(図の3)、これを反力にしてアンカーに張力をかけることで補強領域にプレロード、プレストレスを加え、掘削した地山を安定させる。その後、掘削した斜面に壁面工を行い(図の4)、構造物をつくる(図の5)。

掘削した地山がプレロードやプレストレスの荷重に耐えられるようにしっかり補強しなければならないが、この工法が可能で有効ならば、鉄筋コンクリートで杭基礎をつくるよりも低コストでできる可能性がある。

1-5-4 セメント改良土工法との併用

セメント改良土を用いた盛土に、PL・PS工法を併用することが考えられる。

龍岡らによる室内要素試験による研究では、地盤材料にセメントを混ぜたセメント改良土は、高い応力をかけて養生するほど、その後の荷重に対する剛性と強度が増加する傾向がある。

図1-5-5は、セメント改良礫の三軸圧縮試験の結果の一例である(Kongsukprasert 2002)。この図では、等方応力状態で30～67日養生した供試体の三軸圧縮試験結果を、載荷途中の偏差応力2000 kPaで30日間養生したもの(Test JA003)と比較している。鉛直荷重のかかった状態で30日間養生した方が、等方応力で倍以上の期間養生したものより、剛性、強度とも向上している。

セメント改良土を盛土材に用いて補強盛土を構築して、養生期間中にプレロードを、また長期にわたってプレストレスを加え続けることで、より高性能な構造物を造れる可能性がある。

第1章 PL・PS補強土工法の概要

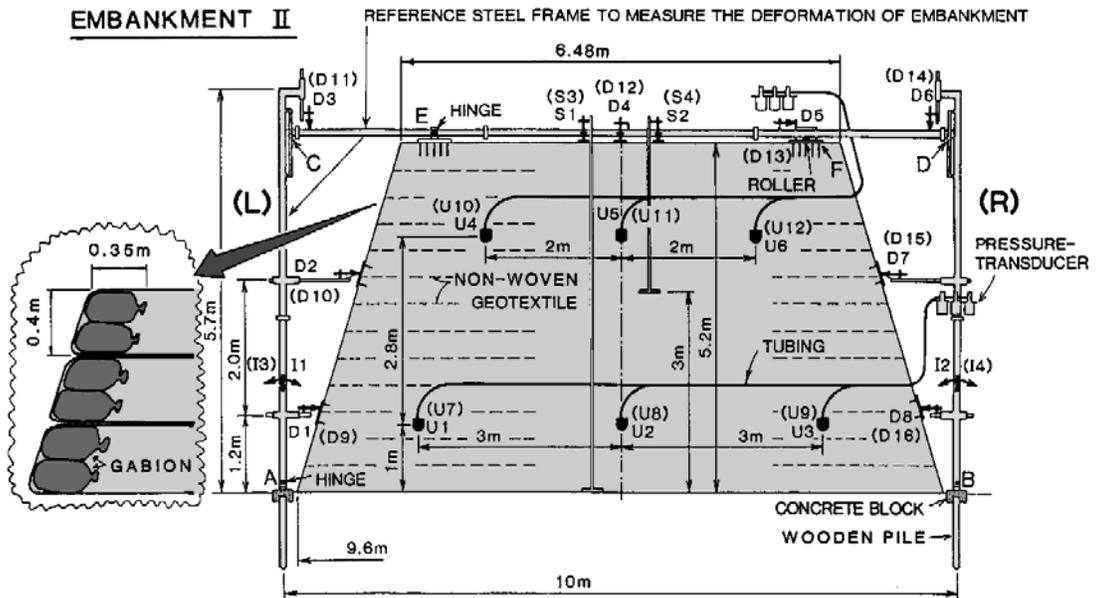


図1-2-1 東大生研による試験盛土 (No.2)

第1章 PL・PS補強土工法の概要

a)



b)

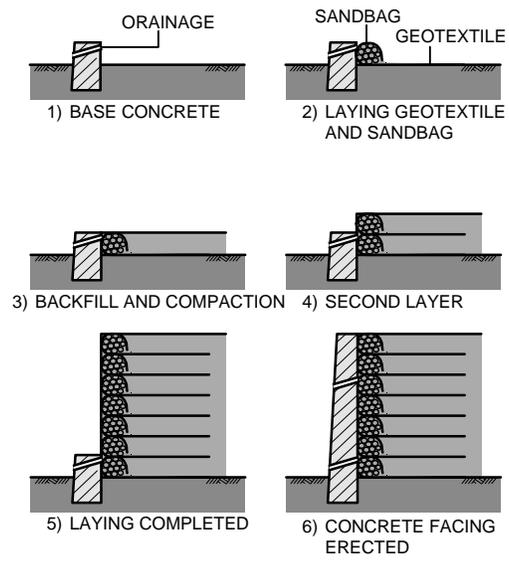


図1-2-2 RRR工法 a) 施工事例 b) 施行手順

第1章 PL・PS補強土工法の概要

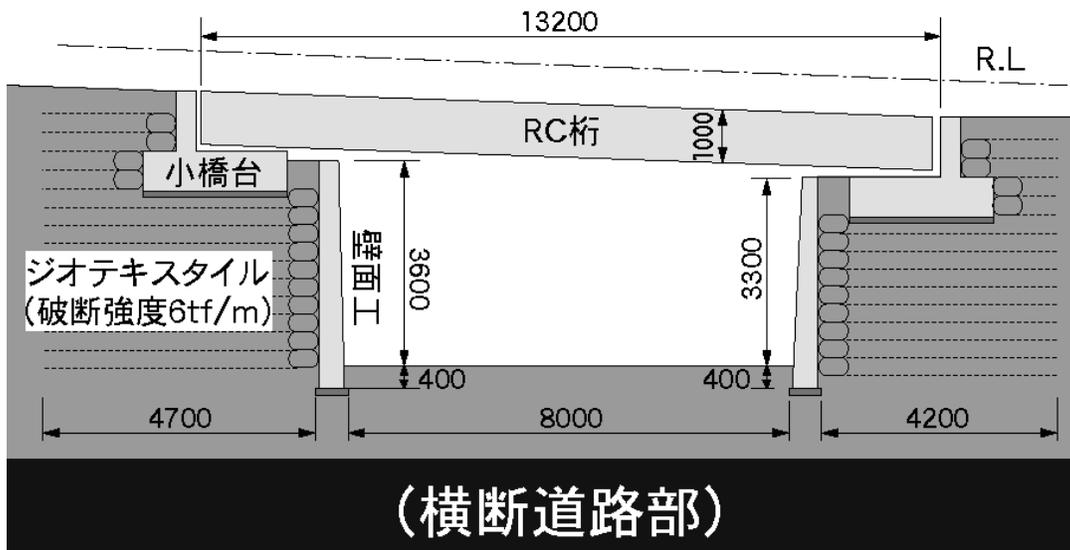


図1-2-3 西武池袋線の桜台・練馬間のRRR補強土橋台

第1章 PL・PS補強土工法の概要

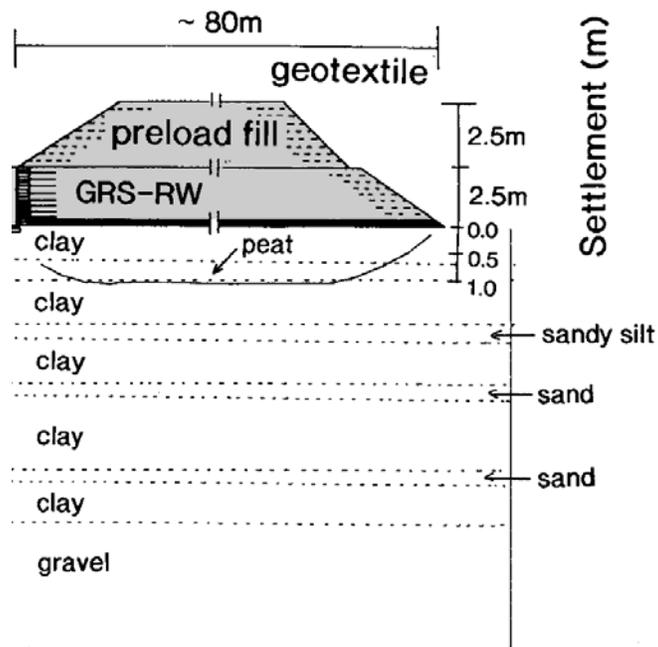
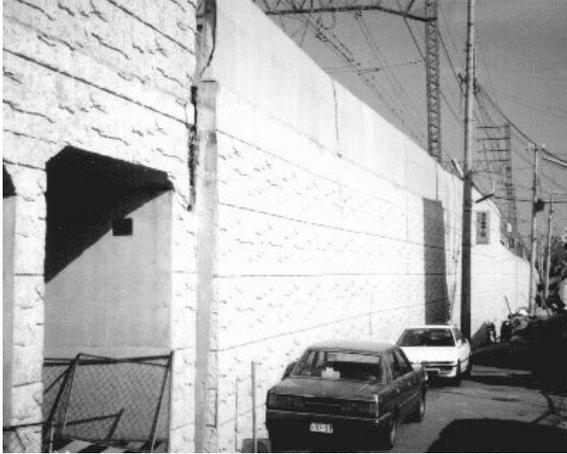


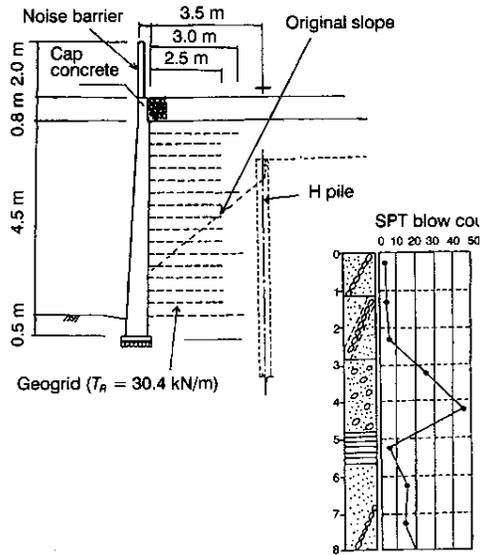
図1-2-4 北陸新幹線の長野車両基地のRRR盛土

第1章 PL・PS補強土工法の概要

a)



b)



c)

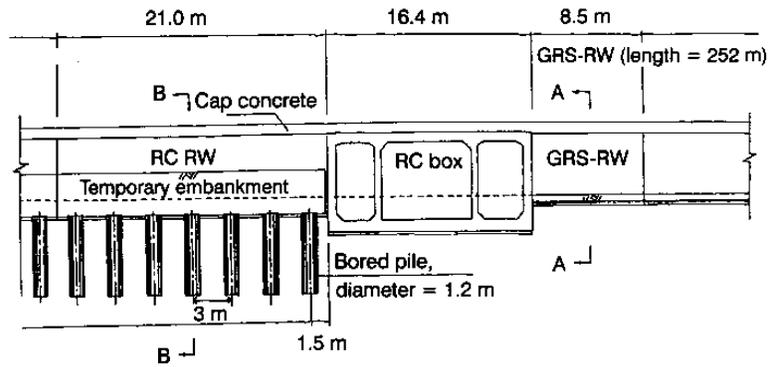


図1-2-5 神戸市東灘区タナタ地区のJR神戸線盛土のRRR擁壁

第1章 PL・PS補強土工法の概要

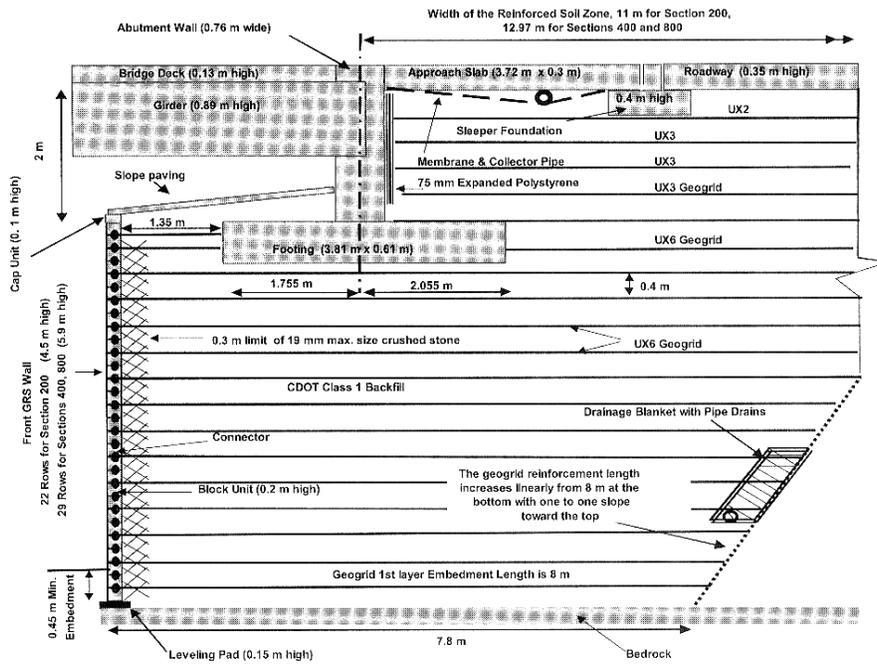
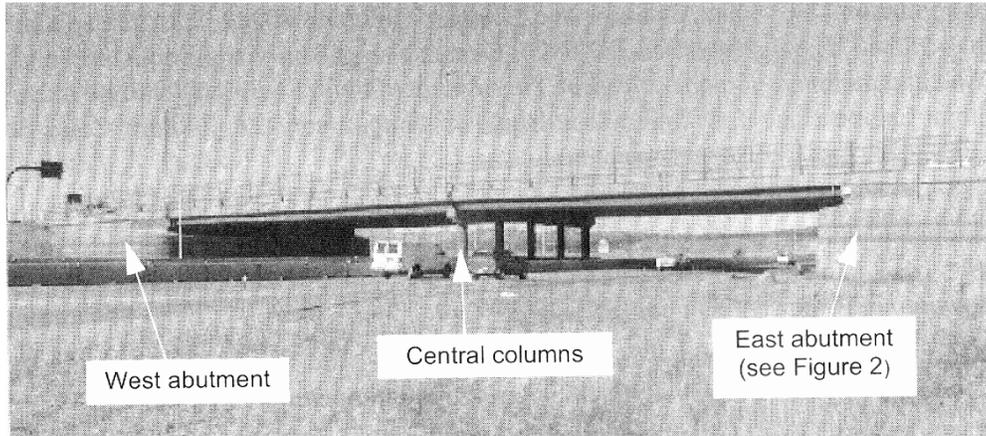


図1-2-6 米国 Denver の道路橋のブロック積補強土擁壁による橋台 (Abu-Hejuleh et al., 2002)

第1章 PL・PS補強土工法の概要

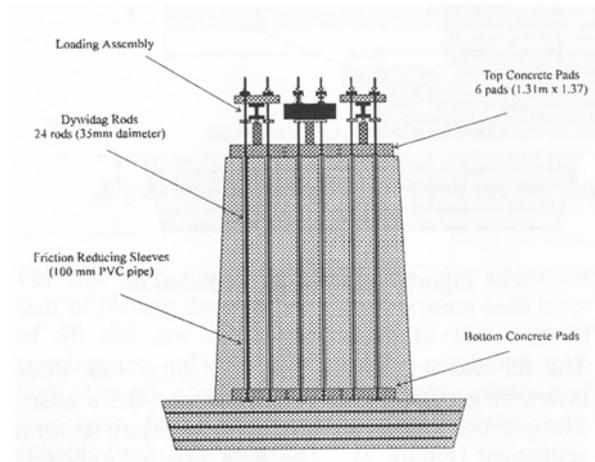


図1-2-7 米国 FHWAによるプレロード補強土橋脚模型実験

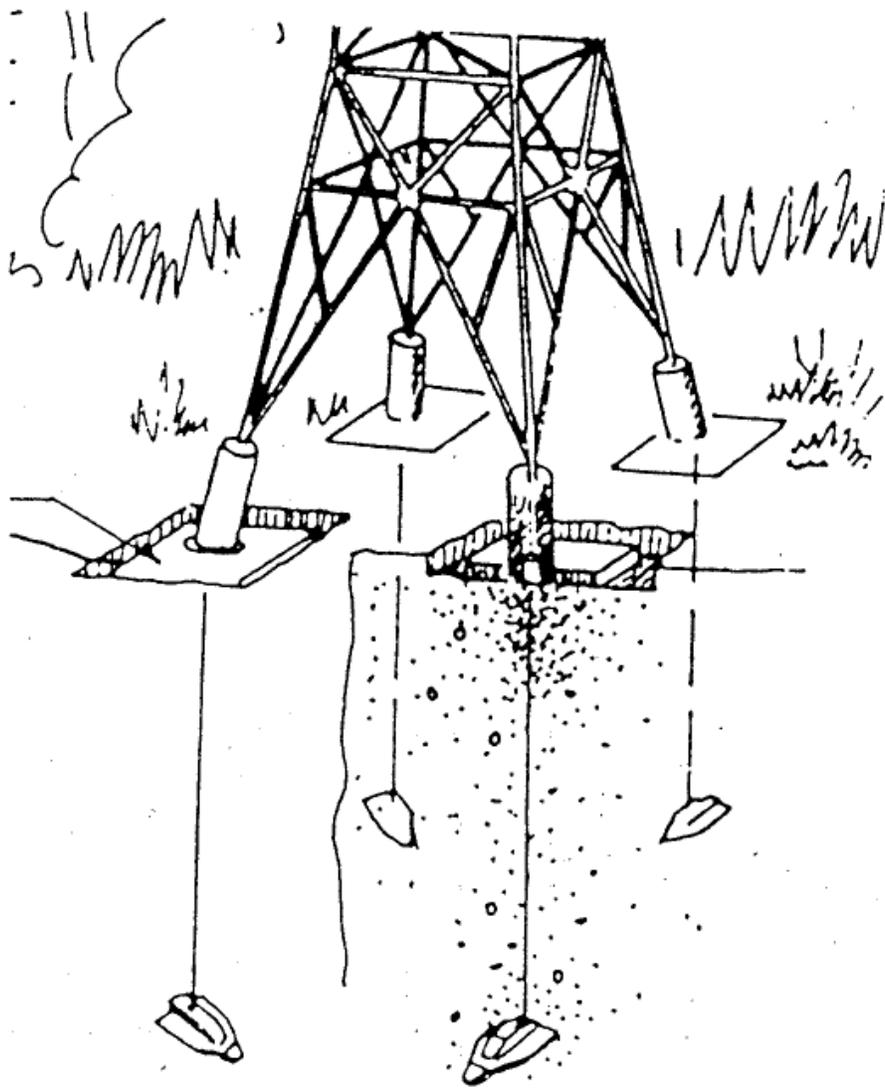


図1-2-8 プレストレス基礎工の事例 (Luong, 1991)

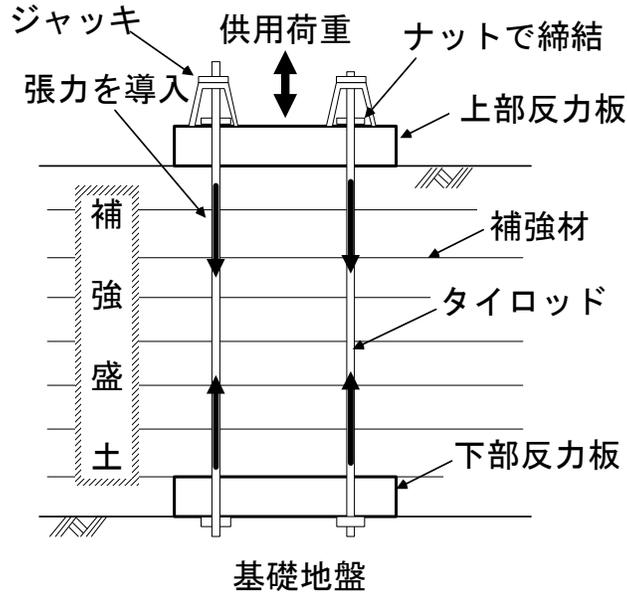


図1-3-1 PL・PS補強盛土の概念図

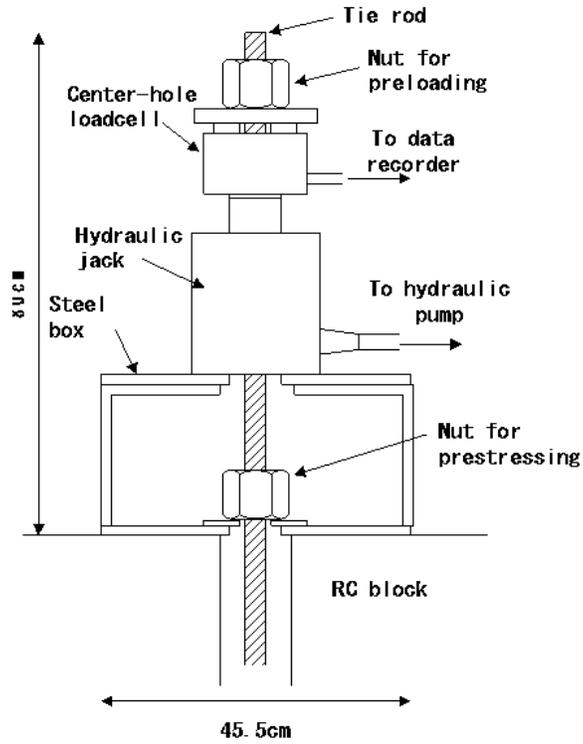


図1-3-2 タイロッド上端の荷重システムおよびRC小橋台との締結機構（ナット）

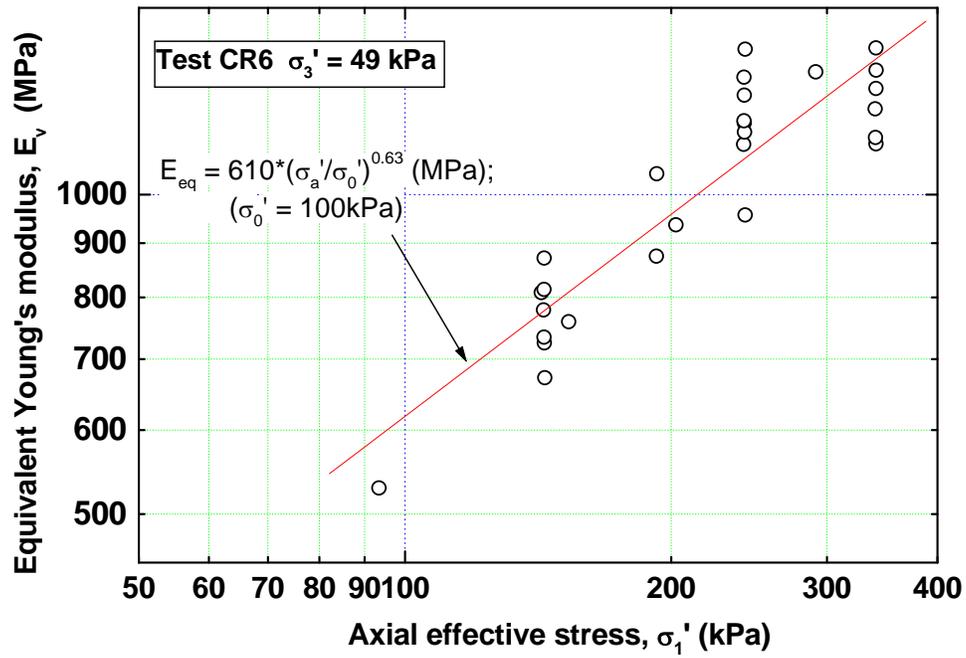


図1-3-3 粒度調整碎石の三軸圧縮試験による等価ヤング率と軸圧縮応力の関係

第1章 PL・PS補強土工法の概要

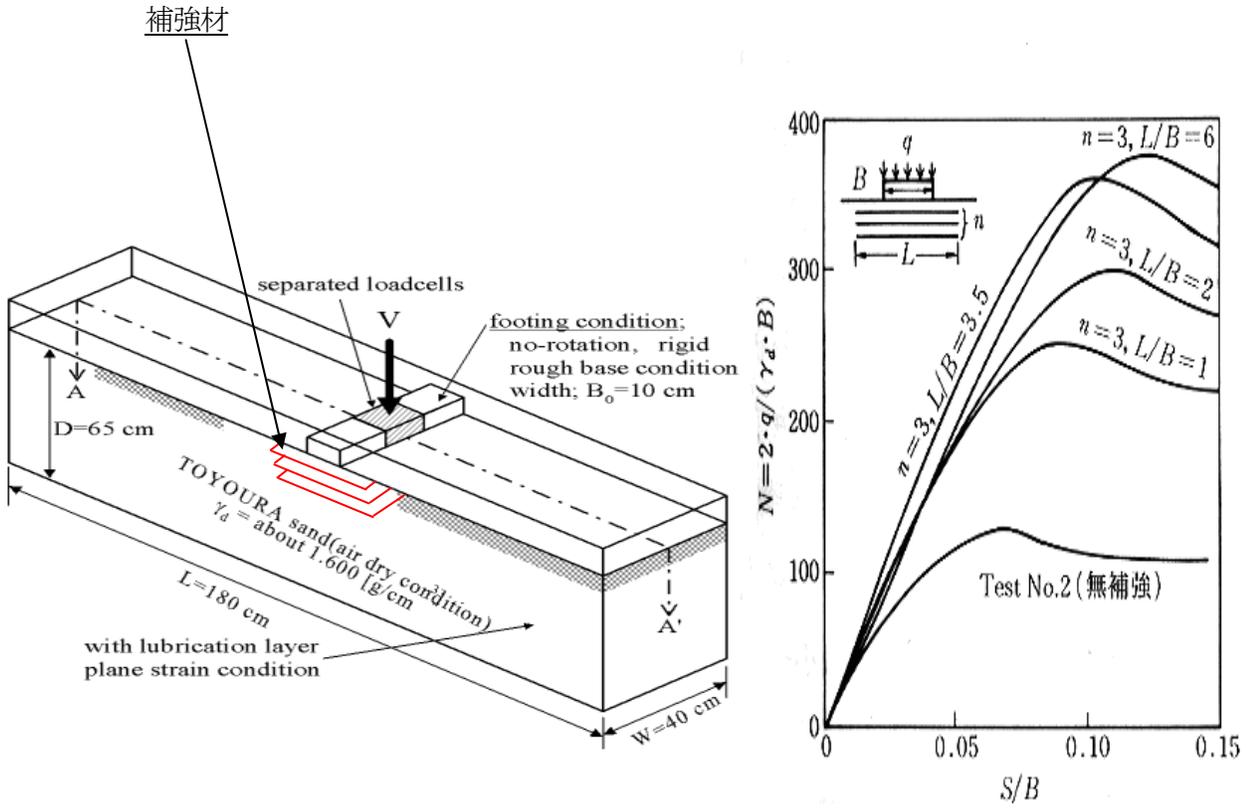


図1-3-4 補強された水平砂地盤の支持力試験結果

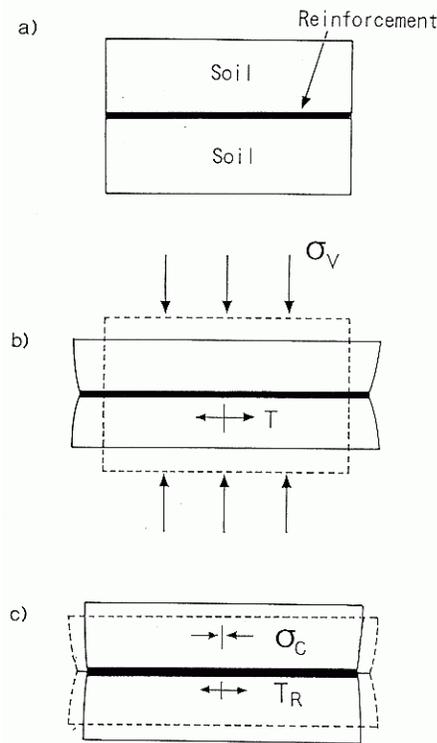


図1-3-5 プレロード、プレストレスによる補強材の伸び変形の模式図

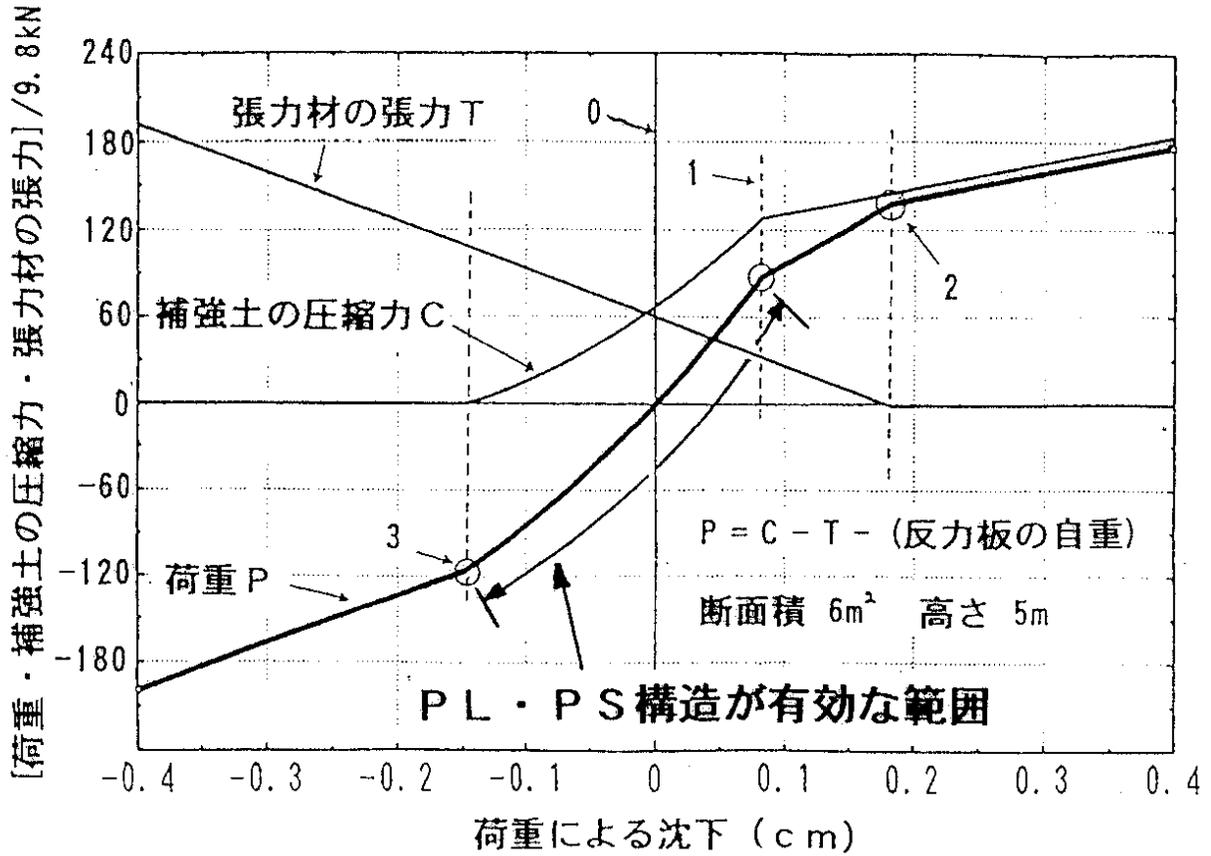


図1-3-6 PL・PS補強土構造物の荷重に対する動作の模式図

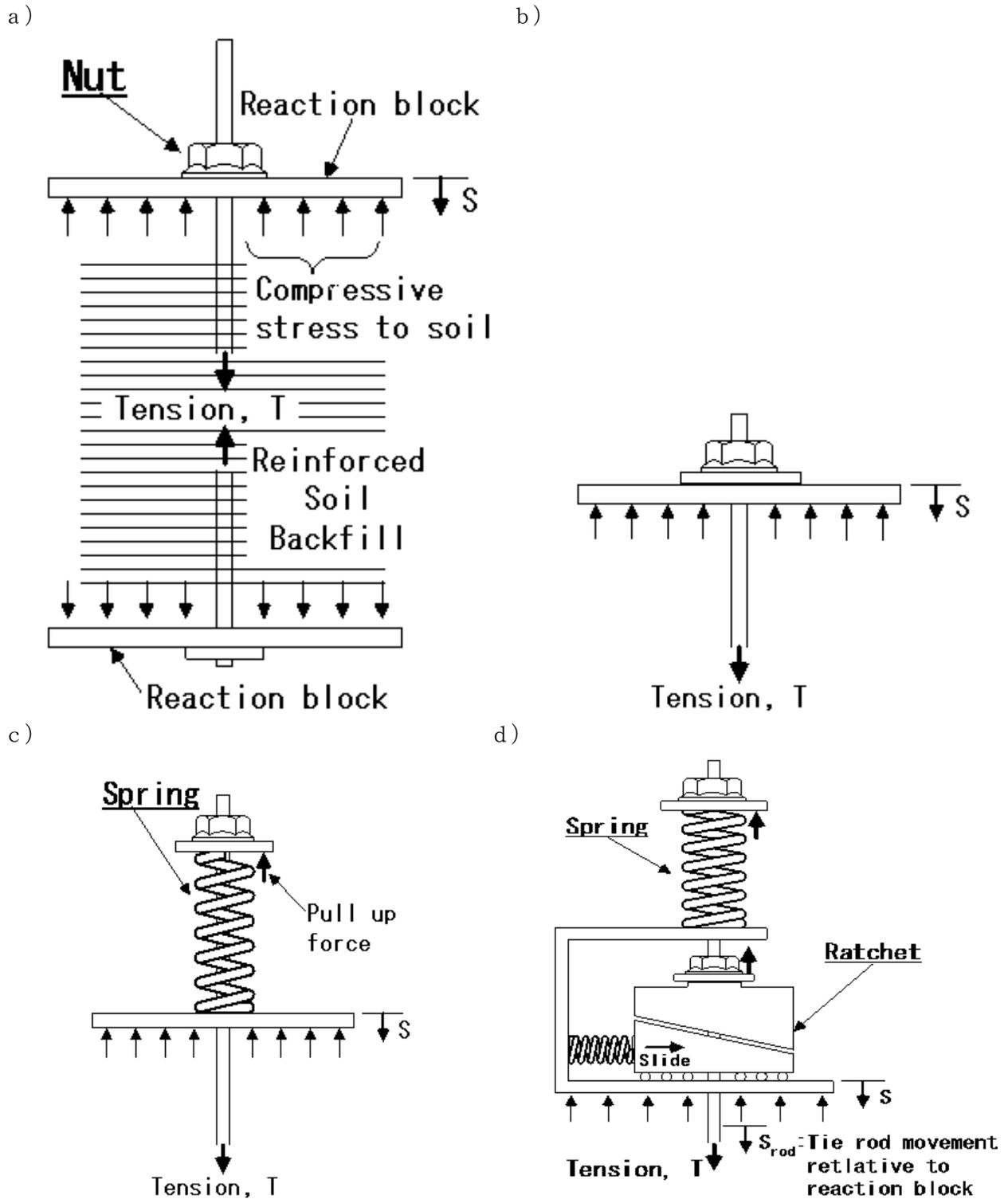


図1-4-1 タイロッドの締結方法 a) PL・PS構造物の全体図 b) ナットによる剛結 c) バネを用いた締結 d) ラチェット機構の併用

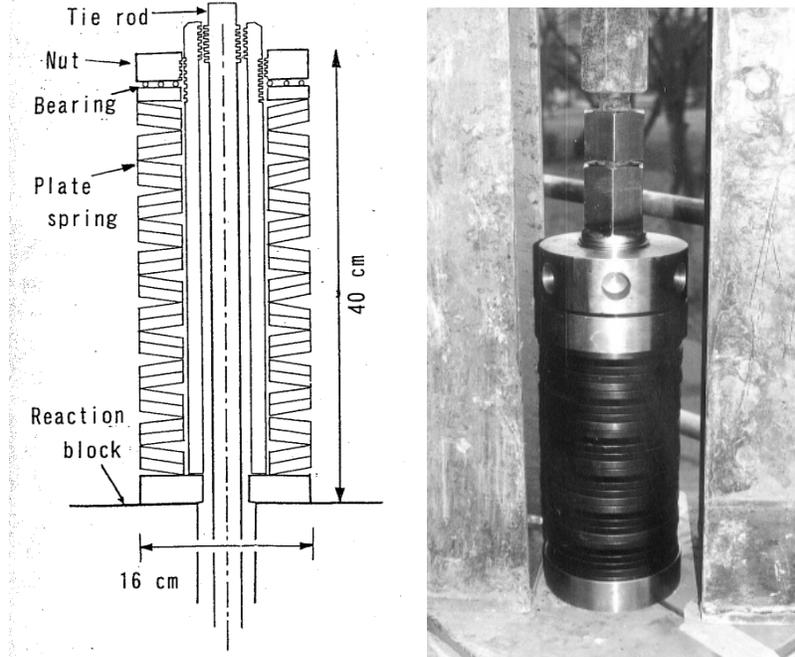


図1-4-2 皿バネを用いたタイロッドの締結装置の模型

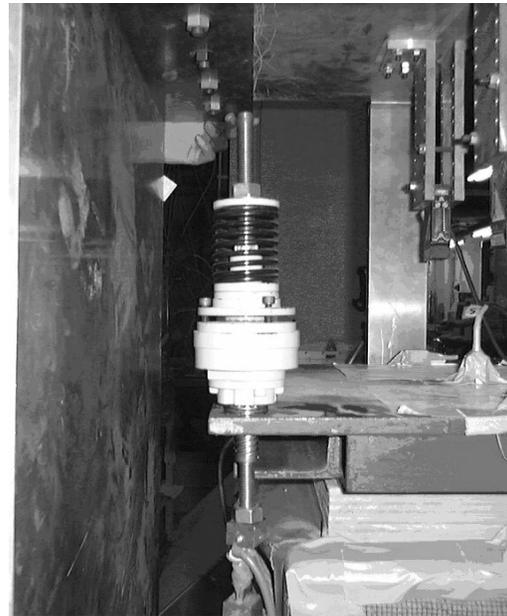
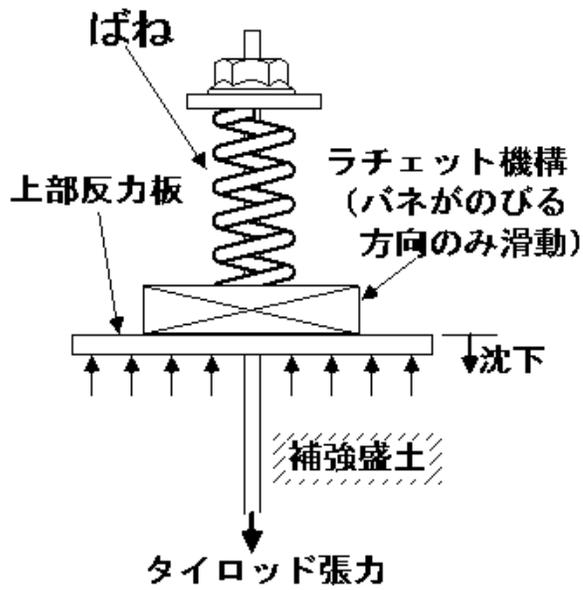


図1-4-3 ラチェット機構を用いたタイロッドの締結装置の模型

第1章 PL・PS補強土工法の概要

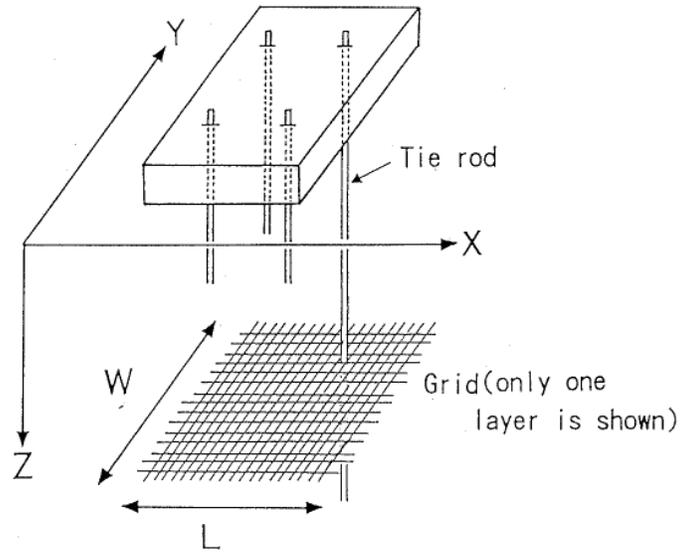


図1-4-4 PL・PS補強土構造物の3次元問題

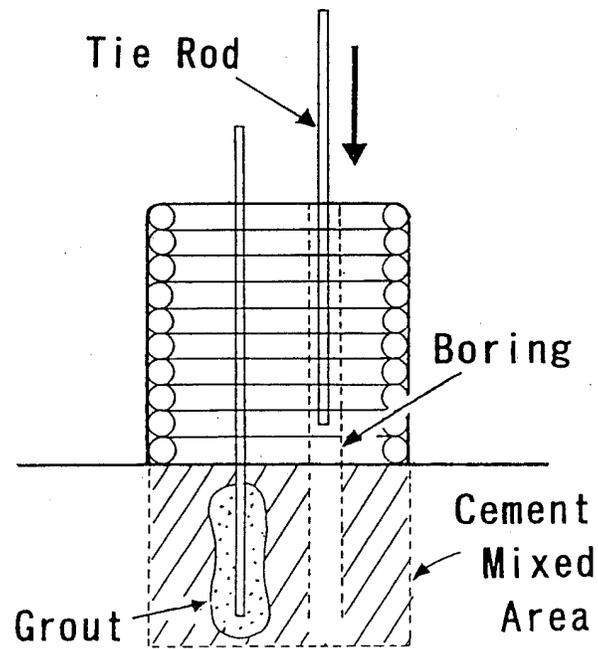


図1-4-5 タイロッドを盛土構築後に挿入する工法

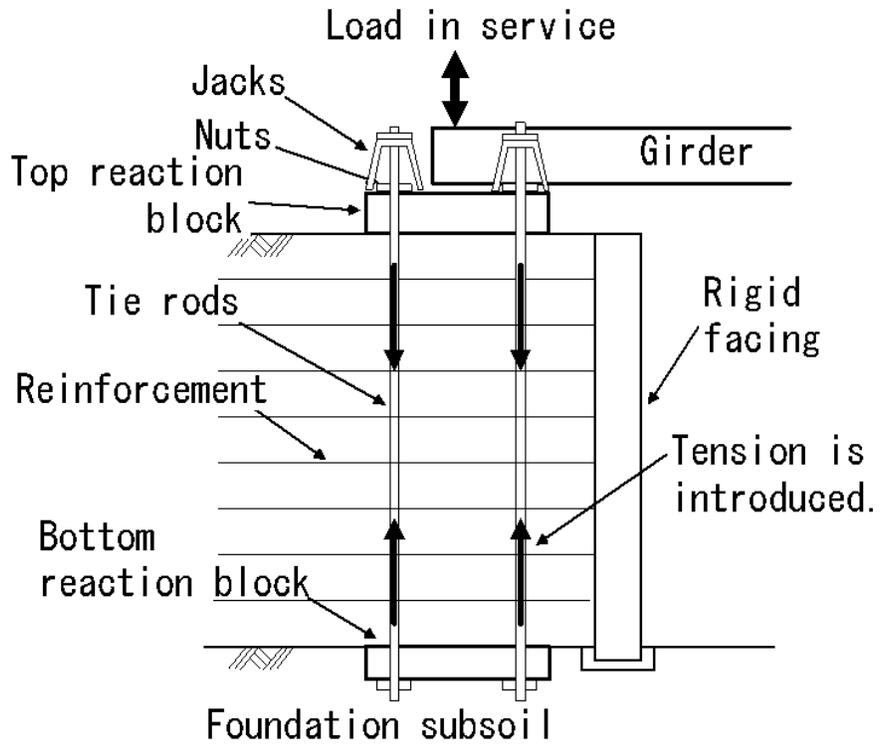


図1-5-1 PL・PS補強土橋台の概念図

第1章 PL・PS補強土工法の概要

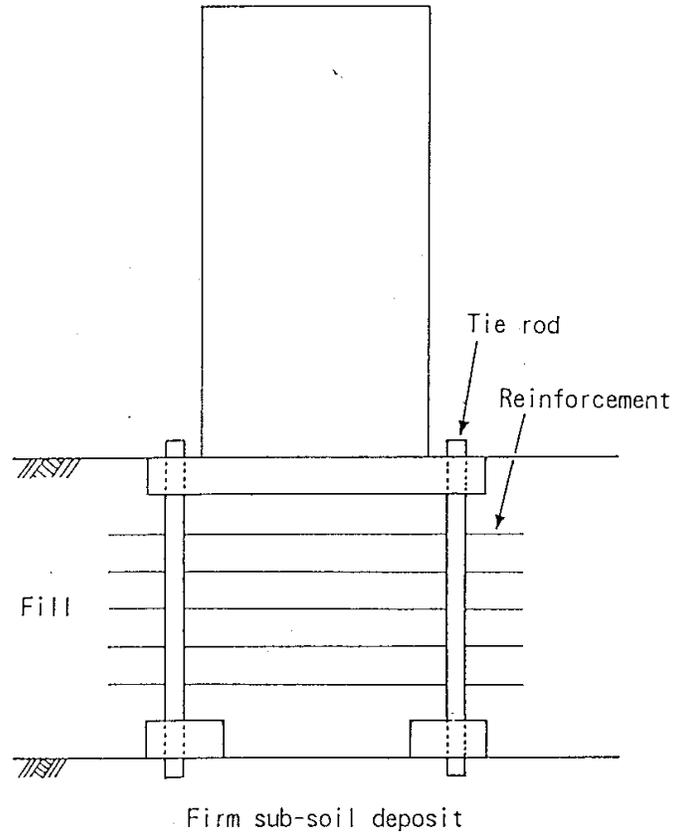


図1-5-2 PL・PS補強土基礎構造の概念図

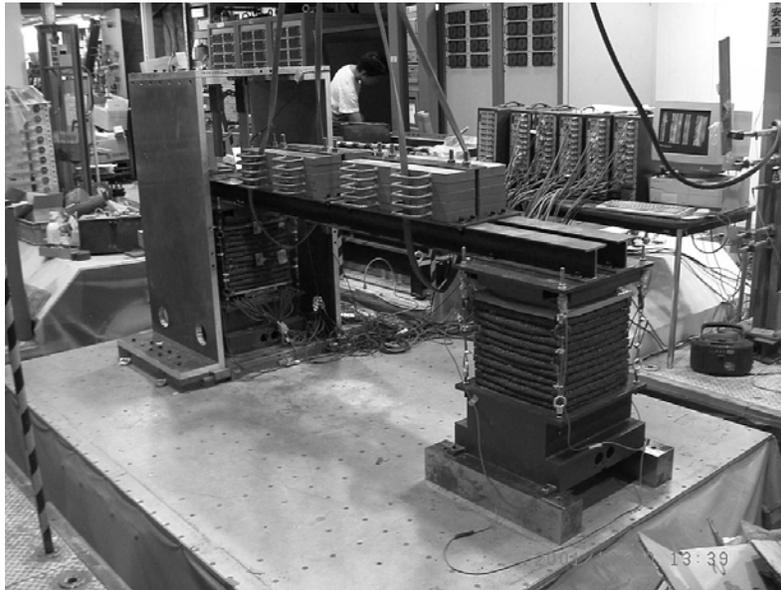


図1-5-3 PL・PS補強土基礎構造の免震性能実験

第1章 PL・PS補強土工法の概要

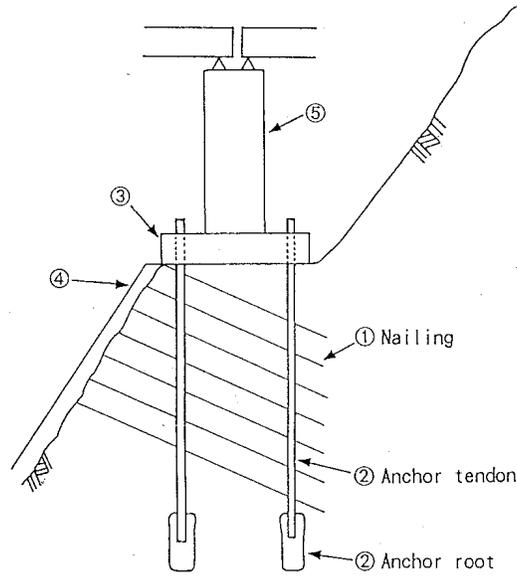


図1-5-4 斜面上のPL・PS補強土基礎構造

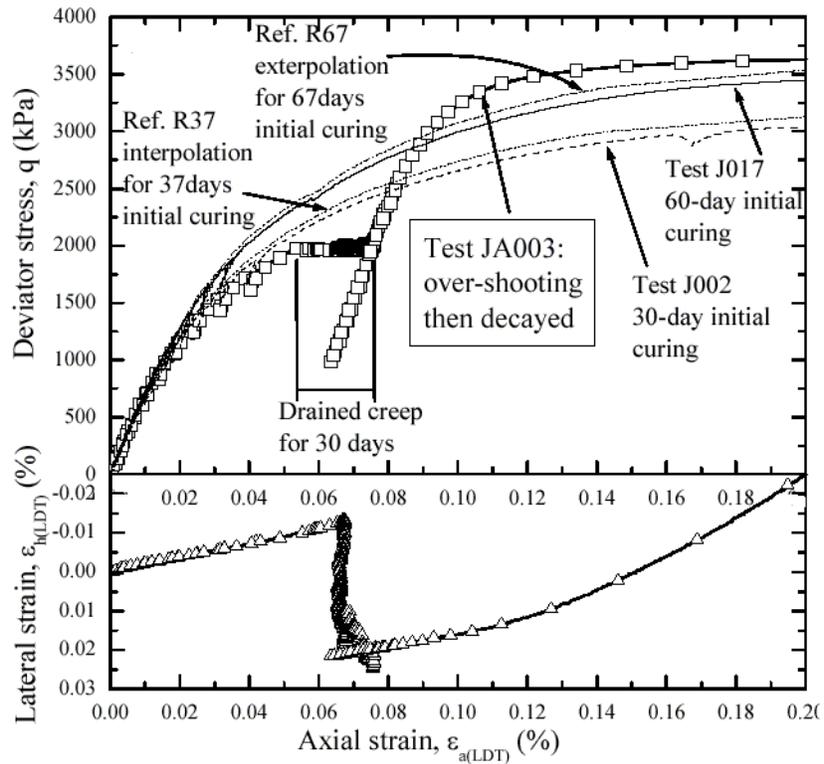


図1-5-5 セメント改良礫の三軸圧縮試験
(破線は、速度一定の試験をした場合を想定して、
実測のデータを内外挿したもの)

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

PL・PS補強土工法の実現可能性、効果、設計・施工上の問題を調べるために、1995年、および1997年に、東京大学生産技術研究所千葉実験所にPL・PS補強盛土の実物大模型を構築し、プレロードの載荷、除荷、および、プレストレスを加える実験を行った。模型には、形状の変位や内部の応力、張力材の張力、補強材の伸びひずみなどを測定するために、各種の測定器を設置し、パソコンにより連続して自動計測を行った。

PL・PS補強土工法を用いた初の実物大模型を構築するにあたり、まず注目したのは、プレストレス状態に入った後、補強盛土にどのくらいの長い期間にわたって張力材の張力が保持されるのか、という点である。高い応力をかけて変形を固定する工法なので、土や補強材の時間依存的な変形特性のために、補強土の圧縮力と張力材の張力が抜けてプレストレスの効果がなくなるのではないかと、ということが考えられた。また、大雨が降って盛土材料に水浸しコラプスが起きた場合や、地震時にゆれ込み沈下を起こすような力を受けた場合、交通振動によって小さくても非常に多数回くり返される荷重を受けた場合にも、プレストレスが抜けることが予想された。

第1章で述べたPL・PS工法の基本原理が実際に働くことを確認し、プレロード、プレストレスを加えた盛土が、外荷重に対してどの程度の剛性を示すのか、繰返し荷重やクリープ荷重に対してどのような挙動を示すか、ということを検証することが、これらの模型実験の目的である。

2-1 試験盛土の概要

図2-1-1～2に、各試験盛土の概要を示す。

それぞれ、高さ5m、奥行きは4mであり、奥行き方向の両側面は60cmの鉄筋コンクリート隔壁で仕切られている。隔壁と盛土の間はグリースとビニールシートの層で摩擦を軽減し、平面ひずみに近い境界条件を作っている。また、隔壁の上端同士をH鋼でつなぎ、プレロードなどの載荷によって補強盛土が奥行き方向にはらみ出そうとしても、隔壁が水平変位しないようにしてある。

区間3N、3M、3A、3Bのそれぞれの壁面は、RRR工法と同様に、レキの入った土のうを積んで補強材で巻き込むことで構築し、RC剛壁面は設置していない。

盛土材料は、粒度調整砕石(砂岩、最大粒径30mmの規格のもので、 $D_{max}=30\text{mm}$ 、 $D_{50}=5\text{mm}$ 、 $U_c=7\text{mm}/0.4\text{mm}=17.5$ 、細粒分2.0%、図2-1-3に粒度分布図)である。締固め密度(乾燥単体重量)は、3N、3M、3Sが 18.4 kN/m^3 、3A、3Bが 20.5 kN/m^3 である。

先に隔壁をつくってからその間に盛土を構築した。プレストレス区間では下の反力板をつくり、塩ビ管をかぶせたタイロッドを立ててから盛土を建設したので、締固めは張力材の隙間をぬって行った。

1996年に構築した盛土3N、3M、3Sでは、締固め時の撤出し厚は15cmで、振動ローラー

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

(手押し)を無振動にして5回ずつ締固めた。隔壁のそばとタイロッドの周りは、ローラーが十分近づけないので、ランマーを用いた。その結果、締固め密度(乾燥単体重量)は、 18.4 kN/m^3 となった。これはかなり低い値である。

鉄道総合技術研究所では、この模型で用いたものと同じ粒度調整砕石の締固め試験を行っている(表2-1-1)。地盤工学会の締固め試験E法(ランマー質量 4.5 kg 、落下高さ 45 cm 、3層×92回)で締固めた結果、乾燥密度 2.312 g/cm^3 になった。また、振動ローラー(千葉実験所の実物大模型で使った手押しのタイプでなく、上に人が乗る大型タイプ)で一回通過(撒出し厚約 20 cm)で乾燥密度が 2.1 g/cm^3 程度(RIで測定)になった。いずれも千葉実験所の模型よりかなり密である。

この反省から、1997年に構築した3A、3B盛土では、撒出し厚は同じく 15 cm で、振動ローラー(手押し)を振動させて丹念に締固めた。これにより、 20.5 kN/m^3 の乾燥密度が得られた。

表2-1-1 実物大試験盛土の盛土材の締固め試験結果

試験条件	締固めエネルギー ($\text{cm} \cdot \text{N/cm}^3$)	最大乾燥密度 (kN/m^3)	最適含水比 (%)
条件1	24.95	20.93	8.55
条件2	54.90	21.34	7.7
条件3	148.23	21.95	5.9
条件4	247.95	22.66	6.7

補強材はPVA(ポリビニルアルコール)の繊維を、PVC(塩ビ)(盛土3N、3M、3Sの場合)またはアクリル(盛土3A、3Bの場合)でコーティングしたポリマーグリッド(クラレKJV-6000;公称引張強度 58.8 kN/m (6 tf/m)、メーカーによる試験片幅 5 cm 、長さ 40 cm 、ひずみ速度 $5 \text{ \%}/\text{min}$ の試験では引張強度 73.5 kN/m 、ひずみ1%以下での引張剛性 $1,050 \text{ kN/m}$)である。本研究で独自に行った引張り試験の結果も、図2-1-4に示す。

補強材の上下間隔は 30 cm で、全部で17段ある。補強材の長さは、3N、3Sは、土のうの前面から 2 m 、また、盛土の中央部の3Mは 3 m である。3N、3S、3Mの間には、それぞれ巾 20 cm の無補強の粒度調整砕石区間があり、3区間の補強材は互いにつながっていない。また、3A、3Bでは、全長に渡って補強材を敷き、両側で土のうを巻き込んでいる。

盛土上下端の反力板は、厚さ 50 cm 、幅 3.8 m の鉄筋コンクリートブロックであり、長さは、3N、3S、3A、3Bは 1.5 m 、3Mは 2 m である。張力材として各々4本のPC鋼棒(D36)を用いており、これによって4本合計で 240 t までの載荷ができる。

RC小橋台の上のタイロッド上端に油圧ジャッキによる載荷装置(図2-1-5)を設置して、プレロードを載荷した。4個のジャッキには、一つの油圧ポンプからの圧力を分岐して供給しているため、4本のタイロッドに常に等しい張力がかかった。その後、プレロード荷重の一部を除荷したのちにナットを締めてジャッキを外し、盛土の変位をタイロッドで拘束した状態、すなわちプレストレスのかかった状態にした。

プレストレス状態に入るときは、下のナットを人力で締めてジャッキの油圧を下げた。それと同時にタイロッドの張力が低下した。これは、ナットを人力では十分に締められなかったことと、ナット

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

の下に敷いた鋼板やワッシャーの剛性が不足していたことが原因と考えられる。ジャッキを外したときの張力の低下率は、ナットの締め具合にもよるのだろうが、大体1/3くらいであり、2/3の張力が残留した。

2-2 計測

計測の項目は、下記の通りであり、パソコンで自動計測した。パソコン、データスキャナ、配線盤などは、模型の横の計測小屋に設置した。

1. 盛土天端、壁面の変位および反力板の変位
2. 補強材の伸びひずみ
3. タイロッドの張力(T)

2-2-1 盛土天端、壁面の変位および反力板の変位

隔壁に固定したスチールとアルミの計測フレームに取り付けた変位計（ポテンションメーター、ストローク 10cm または 20cm、電源電圧およそ 4 volt）により計測した。計測点は、原則として各区間の中央断面上にあり、ターゲットとしてステンレス板を設置した。したがって、自動計測の基準は両側の隔壁に渡したフレームである。

2-2-2 補強材の伸びひずみ

補強材に貼った電気抵抗式ひずみゲージ（容量 30000 μ ）によって測定した。

グリッドの場合は、およそ 4cm 角の軟質塩化ビニールシートを格子点に高周波で接着し、その上からゲージを貼った。ゲージの位置は、グリッドのタテ、ヨコ方向の各線の上で、それぞれ両面に合計4枚貼り、ブリッジを組んだ。その上から防水用のボンドとテープでコーティングした。

ゲージは補強材の上にタテ・ヨコ対にして貼ってあるので、測定されるのは、タテ方向（壁面直交方向）とヨコ方向（壁面平行方向）のひずみの差である。模型では区間の両側が隔壁で拘束されているので、ヨコ方向の補強材のひずみはゼロに近いと考えているが、局所的にヨコ方向のひずみが生じている可能性はある。補強材張力の測定方法については、実施工PL・PS橋脚の章で詳しく述べる。

2-2-3 タイロッドの張力 (T)

各々のタイロッドに鉄筋計（ひずみゲージ）を取り付けて張力を計測した。この値が、プレロード荷重（ジャッキの出力）、あるいは、プレストレス荷重に等しい。上から供用荷重をかけてないときには、タイロッドの張力に、反力板自身の重さを加えて、反力板の面積で除したものが、反力板から盛土天端にかかる平均接地圧である。

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

2-3 プレロード、プレストレスの載荷試験（盛土3N、3M、3S：1996年）

2-3-1 プレロード、プレストレスの載荷手順

盛土3N、3M、3Sに、次の要領でそれぞれプレロードをかけた。

TEST 1（1995年8月28日～）区間3S

プレロードを $118\text{kPa}=1.2\text{kgf/cm}^2$ かけて、およそ10分後にプレストレス荷重 100kPa まで除荷して変位を固定した。

TEST 2（9月12日～）区間3N

一定のプレロード 118kPa をかけ続けて、盛土に3日間クリープ変形をさせてから 100kPa まで除荷して変位を固定した。

TEST 3（9月28日～）区間3M

プレロードを 88kPa かけて2時間クリープ変形させ、続いて 118kPa かけて約10分後に 91kPa まで除荷して変位を固定し、1日観測した。次に再び 118kPa かけ3日間クリープ変形させた後、 96kPa まで除荷して変位を固定した。

粒度調整碎石のプレロード荷重は、当初の予定では総荷重 2350kN (240tf) (TEST 1、2が 392kPa (40tf/m^2))、TEST 3が 294kPa (30tf/m^2)) であった。しかし、後に述べるように、盛土の変形が大きくなり、図2-1-1で示す位置に亀裂が生じたので、全て上記のプレロード荷重に統一した。

2-3-2 プレストレスの長期変動

図2-3-1に、各盛土のプレロード載荷、プレストレス導入時の各盛土の反力板平均接地圧の載荷歴を示す。また、図2-3-2～3に、プレロード、プレストレスの載荷から、数日間および1年間の、各盛土の反力板平均接地圧の変動を示す。

3Sの区間のプレストレスは、変位を固定した直後5日間ほど急激に減少し、その後も速度をゆるめつつ減少を続けた。この減少は、土の変形特性の時間依存性（広くは粘性的性質）のためと思われる。すなわち、土の変形がタイロッドにより鉛直方向に拘束されて、粘性的な圧縮変形に伴うリラクゼーション現象を起こすことにより、補強土の鉛直圧縮応力が減少する。

3Nの区間では、クリープの後に変位を固定した直後は、3Sにくらべてリラクゼーションの速度が非常におそかった。しかし、その翌日、台風12号（9月17日）のために 120mm をこえる降水があり、その影響で3Sとともにプレストレスが $5\sim 10\text{kPa}$ 減少した。降水によってプレストレスが減少したのは、水浸によって盛土内部のサクションが開放されたために土のコラプスの変形成分が促進されたからだと思われる。

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

しかし、1996年7月にも台風5号による250mmの降水があったが、ほとんど影響を受けていない。東京大学生産技術研究所が1980年代に行った粘性土補強盛土の模型実験でも、はじめの1年間は降水による模型の変形が観察されたが、それ以後は降水に伴う変形はほとんどなかった(山内,1987)。また、これらの盛土より密に締め固められた、実施工PL・PS補強土橋脚(次章参照)では、供用期間中の洪水で2度浸水したが、いずれもプレストレスの低下は見られなかった。コラプス現象は密な地盤では起こらないので、十分な締固めで密な盛土を構築することが効果的であることが分かる。

3Mの区間では、プレロードの応力でのクリープ変形の前後でそれぞれ変位を固定してリラクゼーションを観測している。これらを比較すると、高い応力でのクリープ変形によってリラクゼーションの速度がかなり低下していることが分かる。1年経過した段階で、初期のプレストレスの8割近くが残っていたが、減少は続いていた。

3Mの区間を載荷した時、隣接する3N、3Sの区間のプレストレスが10kPa近く減少した。それは、中央の3Mの区間にかけた圧縮応力が、両隣の区間の内部に伝わり、土を圧縮したためと思われる。この影響を受けた3N、3S区間では、その後のプレストレスの減少は非常に遅く、とくに3Sはおよそ100日にわたってほとんど変化していない。

表2-3-1は、張力材の張力のデータからプレストレスの減少の速度を計算した結果である。

TEST3のクリープ前後のプレストレスの減少速度を比べると、速度はクリープ変形によって1/8に減少している。また、TEST1(クリープ変形なし)とTEST2(クリープ変形有り)の変位拘束直後のプレストレスの減少速度を比べると、クリープ変形をさせた方がさせない場合の1/6.5になっている。

クリープ変形によってプレストレスの減少速度が低下するのには2つの要因が考えられる。

1. 荷重をかけてからの時間が約3日(TEST4は約6日)長く経過しているから
2. 高い応力を長時間かけてクリープ変形が進んだから

TEST1の変位拘束直後と3日後のプレストレスの減少速度の差(およそ1/4.5)は、この1の時間の要因によるものだと考えられる。クリープ変形の前後(有無)による、プレストレスの減少速度の差は、これより大きいので、2の、クリープ変形量の要因も影響しているだろう。

これらの結果から、上部反力板に繰り返し荷重がかからない状態で少なくとも1年から数年の期間ならば、かなりのプレストレスを維持しうることが分かった。

プレストレスが減少する原因として、地震力や交通振動による土の変形も考えられる。しかし、この模型実験では盛土に影響を与えるほどの大きな地震もなく、振動载荷の実験も行っていないので、影響は確認できなかった。

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

2-3-3 盛土の鉛直圧縮量

図2-3-4は、盛土3Mの、反力板の平均接地圧とプレロードによる天端の沈下量との関係である。この中の番号は、図2-3-1のプレロード載荷パターンの中の番号に対応している。

また、図2-3-5には、盛土3N、3Sの反力板の平均接地圧とプレロードによる天端の沈下量、および、水平変位量（壁面外向きが正）との関係を示している。それぞれ、反力板が壁面外側に大きく傾斜したので、図では沈下量の平均値を表示している。また、盛土3Sでは、後述の通り、反力板が予想以上に大きく水平変位し、載荷装置と計測フレームとが接触したため、フレームが動いた。そのため、データは途中までしか信用できない。

TEST1(3S)、TEST2(3N)の載荷の時は、補強領域と無補強領域の境界、すなわち補強材の端（土のうの前面から2m奥）に壁面と平行に亀裂が入り、盛土上部が反力板ごと壁面側へ水平移動した。また、反力板は壁面側へ傾き、反力板の両端（距離1.5m）で5～7cmの不等沈下が起きた。亀裂は、幅は天端の開口部でおよそ10cmあり、深さは盛土上面から確認できるだけでも2mあった（図2-1-1参照）。

このような大きな変形が、比較的小さな載荷荷重で起きた原因の一つは、締め固めの不足であろう。この模型では幅4mの狭い区間で盛土を構築したために、締固め機にも小型の機械しか使えなかったため、十分な締め固めができなかったと思われる。特に、壁面付近や土のうの締め固めが不十分だった場合に、反力板が壁面側に傾斜しうる。

また、盛土高さに対して、載荷位置が壁面に近すぎたこと、補強材の長さが反力板の背後にほとんど延長されていなかったことも、盛土の曲げ変形を起こす条件となってしまった。

また、反力板が傾斜しないように4本のタイロッドの張力を別々に制御することをせず、4本に同じ張力をかけたことも、反力板の傾斜を増長させたと考えられる。

3Mの区間は、反力板はほぼ水平を保ったまま沈下し、その量もプレロード荷重118kPa(12tf/m²)に対しておよそ1.9cmと比較的小さかった。3Mの区間の両側には、すでに3N、3Sの載荷による亀裂ができていて、少なくとも盛土の上部2mについては、土のうも補強材の巻き込みもない壁面となっていて、不安定な状態であった。それにもかかわらず変形が小さく反力板の不等沈下がないのは、両側の拘束の条件が対称だったことと、盛土の中央部で締め固めが比較的均一になされていたことによると思われる。

盛土3Mは、プレロードの載荷時に比べて、除荷・再載荷時の剛性は非常に高く弾性的であり、プレロードによる盛土材の弾性化の効果が現れている（図中4～7、8～9）。

また、3N、3Mにおける3日間のクリープによる沈下量は、ともに1cm（3Nの壁面近くのD53だけは2cm）であった。2Nにおける6日間のクリープによる沈下量は、約4cmである。

2-3-4 補強材の伸びひずみ

図2-3-5は、区間3Mでの、E35の位置の補強材の伸びひずみと平均接地圧、鉛直圧縮量との関係である（図2-1-1の計測点参照）。プレロードの載荷で補強材は伸びているが、除荷しても伸

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

びひずみは完全には戻らず（図中5，9）、補強材に引張りひずみが残っている。この張力が、盛土材を水平に拘束し、盛土の剛性、安定性を高める。

また、除荷して変位を固定すると、補強材はプレストレスのリラクゼーションに合わせて縮む（図中5～6，9～10）。これは、補強材の張力が、土を水平にクリープ圧縮していることを示している。また、プレストレスの状態では、リラクゼーションが進んでプレストレスが減少するにつれて、補強材は縮んでいる。通常の補強盛土では、補強材のクリープによる伸び変形が問題になるが、PL・PS補強盛土では時間が経過するにつれて補強材は縮むので、この問題は、この実験で観測した1年間についていえば、解消されている。さらに長時間経過したとき、補強材のひずみがどのように変化するかは、別途検討が必要だろう。

2-4 クリープ・繰返し供用荷重の載荷試験（盛土3M）

盛土3Mは、118kPa(944kN=96tf)でプレロードした後に、初期値 647kN(66tf)でプレストレス状態にして、およそ15ヶ月放置した。その結果、プレストレス荷重は480kN(49tf)まで低下した。

この状態で、盛土奥行き方向の両側面を支える隔壁を反力にして、供用荷重に相当する外荷重を上部反力板に載荷する試験を行った。

図2-4-1に、その荷重（タイロッド張力と上載荷重の合計で、反力板の重さを除く）と鉛直圧縮量、タイロッド張力の履歴を示す。

供用荷重の載荷試験（図中10以降）では、まず、196kN(20tf)載荷して約1分で完全に除荷した（図中11）。次に、24時間にわたって196kNを加え続け、クリープ載荷（図中12）してから除荷した。次に、0kN～196kNの間で、100回（1サイクル当たり約2分）のくり返し載荷を行った（図中13）。以後、荷重を392kN(40tf)、588kN(60tf)に変えて同じ載荷パターンをくり返し（図中14～19）、最後に1180kN(120tf)で載荷、除荷、クリープ載荷を行った（図中20、21）。

図2-4-2に荷重と盛土の圧縮量、図2-4-3にタイロッド張力と盛土の圧縮量の関係を示す。ともに、前節のプレロード、プレストレスの載荷試験の過程とあわせて表示している。

図2-4-2で供用荷重載荷時の荷重圧縮関係の下限値のラインは、供用荷重が除荷された状態で、タイロッド張力（プレストレスの残留値）が現れている。同じものを図2-4-3でも見ることができる。図2-4-3で左半分はプレロード時のタイロッド張力なので、プレロード用のジャッキの荷重によって張力が決まっているが、右半分はプレストレス状態なので、盛土の圧縮量に応じて、釣り合いのとれる張力がかかる。供用荷重の載荷によって盛土が圧縮すると、タイロッド張力、すなわちプレストレスが低下する。

また、図2-4-3Aで示した、供用荷重を載荷、除荷している部分では、供用荷重の増減にかかわらず、圧縮量とタイロッド張力の関係は一定である。これは、タイロッド張力が盛土の圧縮に応じて変化していることを示しており、PL・PS補強土工法のメカニズムの一つとしてあげていた、タイロッド張力の変化により、タイロッドの剛性が全体の圧縮剛性に寄与する、という点を実証している。

盛土の圧縮がすすみ、タイロッド張力が0に近くなると、盛土の圧縮量との関係が一意でなくなるが、これはナットの部分の緩みが生じている可能性がある。

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

また、盛土の挙動は完全な弾性ではなく、載荷、除荷、クリープおよびくり返し載荷によって残留沈下が生じ、張力材の張力も減少した。とくに、盛土の受ける荷重が 1000 kN をこえる、図中 2 1 以降の残留沈下が大きく、一連の試験で張力材の張力はほとんど抜けてしまった。この荷重は、盛土の受ける応力が最大プレロード応力に近いが、越えたレベルである。

盛土の圧縮変形は、供用荷重とタイロッド張力を合わせた、盛土への総荷重が、プレロード時の最大荷重に近づくときに大きく進行する。このことから、プレロードの応力は、少なくとも盛土が供用時に受ける応力より十分大きくなければ、くり返し荷重による沈下とプレストレスの低下が起こる。その対策としては、①高い応力でプレロードする、②プレロード時に静的なクリープ載荷だけでなく動的なくり返し載荷をして沈下を促す、などが考えられる。

2-5 クリープ・繰返し供用荷重の載荷試験（盛土 3 A、3 B）

1997年に構築した盛土 3 A、3 B に対して、クリープ・繰返し載荷試験を行った。これらの試験では、タイロッドのナットを締めてプレストレス状態にすることはせず、プレロード載荷だけを行い、盛土の変形特性について検討した。

図 2-5-1～3 に、それぞれの荷重、盛土の圧縮量、およびその関係を示す。図 2-5-2 は、図 2-5-1 の最初の 5 日間の拡大図である。それぞれの載荷手順は、以下の通りである。

盛土 3 A

1 日目は、784 kN をかけてすぐに除荷した。次に、1180 kN をかけてすぐ除荷した後、すぐに 1180 kN を 4 日間かけて除荷した（図中 1）。約 1 ヶ月後に、再び 1180 kN を 5 日間かけて除荷した（図中 2）。すぐに再び 1180 kN を 2 日間かけて（図中 3）、そのまま 2350 kN を 6 日間かけた（図中 4）。その後、完全に除荷して、またすぐに 2350 kN を 2 日間かけた（図中 5）。

ここまでの過程で、盛土の弾性係数を測るために、様々な荷重レベルで振幅 196 kN の繰返し載荷を 3 サイクルずつ行った。

最後に 2340 kN の繰返し載荷を 50 サイクル行った。

盛土 3 B

図に示すように、様々な荷重レベルで、振幅 196 kN または 392 kN の繰返し載荷を 50 サイクルずつ行った。また、図中の 9 では、振幅 2340 kN の繰返し載荷を 50 サイクル行った。

図 2-5-1、図 2-5-3 の、荷重と圧縮量の関係の図で、★印で示されているのは、実際の圧縮量から、クリープ載荷、及び、繰返し載荷時に生じた圧縮量を差し引いたものである。これを見ると、どちらの盛土でも、全体の圧縮量の 6～8 割が、荷重の初載荷時でなく、クリープ載荷、あるいは繰返し載荷によって生じていることが分かる。ただし、これは各荷重段階でクリープ載荷、繰返し載荷を行いながら載荷した場合の数値であり、もしクリープさせずに単調に 2350 kN まで載荷した場合には、図に示した即時変形の累積値よりも即時変形は大きくなるだろう。

いずれにしても、クリープ変形や繰返し変形が大きな割合を占めており、粘性土ではなく、良配合

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

でよく締め固められた粒度調整砕石であっても、時間依存的な変形や繰返し载荷による変形が重要な意味を持つことを示している。これは、次の章で述べる実施工PL・PS補強土橋脚でも観察されている。

また、盛土3Aは、2350kNで4日間クリープさせた間に約14mm圧縮したのに対し、0～2350kNの50回繰返し载荷したときには、5時間弱の間に17mm圧縮した。繰返し载荷は途中の荷重での値を計測するために非常にゆっくり行ったから、実用的には、極めて短い時間で同じ回数の繰返し载荷を行うことができる。

一定荷重のプレロードより、繰返し荷重をかけた方が、遙かに短時間で盛土を圧縮できる。プレロードによって盛土を圧縮するには、繰返し载荷を行うことが、きわめて効果的である。

図2-5-4には、盛土3Aの荷重、圧縮量にあわせて、上部反力板直下の中央（図2-1-2参照）の補強材の伸びひずみ（E17）を示している。荷重が増加して、盛土が鉛直に圧縮するときには、補強材は伸びる。また、除荷によって盛土が鉛直に膨張するときには、補強材が縮む。また、図中Aなど、荷重を除荷して放置しているときには、補強材は縮んでいる。

しかし、図中Bのように、高い荷重でクリープ载荷を行い、盛土が鉛直に圧縮しているときに、補強材も水平に圧縮している。このような現象は、実施工PL・PS橋脚や、平板载荷試験でも度々現れていて、補強材と盛土材の、時間依存性を含む変形特性の相互作用によって起きていると思われる。その具体的なメカニズムは不明だが、盛土の長期変形を考える上で、考慮する必要があるだろう。

図中Cのように、大振幅の繰返し载荷で盛土が鉛直に圧縮しているときは、補強材は急激に伸びている。しかし、その後、完全に除荷して、盛土が鉛直に膨潤しているときには、補強材は縮んでいる（図中D）。

図2-5-5は、盛土3M、3A、3Bのプレロード载荷時の圧縮変形を重ねて表示したものである。それぞれの盛土で、除荷、再载荷など複雑な载荷を行っているが、見やすいように除荷部分は省いてプロットしてある。また、寸法の差を除いて比較するために、変形は鉛直圧縮ひずみ、荷重はプレロード荷重を盛土の断面積で割った応力で表示している。また、次章で述べる実施工PL・PS補強土橋脚のプレロード時（RC壁面工のない状態）の変形も、あわせて表示している。

クリープや繰返し载荷など载荷パターンに違いがあるものの、盛土3A、3Bと実施工PL・PS橋脚は互いにほぼ同じような圧縮特性である。これに比べて、盛土3Mははるかに軟らかい挙動を示している。また、盛土3Mは盛土3Aに比べてクリープ時間が短く荷重が低いにも関わらず、2倍以上クリープ圧縮している。

それぞれの盛土の条件は、表2-5-1に比較したとおりとなっている。

表の中の k_{30} 値は、平板载荷試験から得られる地盤の剛性を表す指標値であり、直径30cmの平板载荷試験で、沈下量1.25mmの時の割線剛性として定義され、単位は N/cm^3 の次元になる。

盛土3Mは、1997年に解体するとき1回、盛土3Aは建設途中に5つの高さで、平板载荷試験を行った（図2-5-6～7）。また、実施工PL・PS橋脚の平板载荷試験については、次章で述べる。

これらの盛土の剛性の差は、盛土の締め固めの程度によると思われる。すなわち、盛土3Mが、他の盛土より特に密度が低い。平板载荷試験の結果からは3Aと3Bがもっとも良く締まっており、補強

土橋脚がこれに次ぐ。

また、平板載荷試験の結果では、盛土3Mの k_{30} 値は、他の盛土と比べても低くはないが、これはプレロード、プレストレス、および、供用荷重の載荷試験を終えて解体するときの測定値であり、載荷試験や長期間プレストレスをかけ続けたことによって剛性が高くなっていることが予想される。実際に、実施工PL・PS橋脚でも、建設時に比べて供用終了後の解体時の法が、 k_{30} 値が1.5倍くらい高くなっており、荷重履歴や長期のプレストレスの載荷による影響はあると考えられる。同じく1.5倍の比率を仮定すれば、盛土3Mの初期の剛性は 120 N/cm^3 程度だったことが想像される。

さらに、盛土3Aの平板載荷試験では、載荷が進むほど地盤が高い接線剛性を示している。実施工PL・PS橋脚の平板載荷試験では、供用前の試験では載荷が進むほど接線剛性が低下しているが、供用後の試験では載荷が進むほど接線剛性が高くなっている。一方、盛土3Mでは、プレロード、プレストレス、供用荷重の載荷試験後の平板載荷試験であっても、載荷が進むほど地盤の接線剛性が低下しており、この点からも3Mの盛土が他に比べてゆるく締め固められていたといえる。

盛土の観測密度と平板載荷試験での剛性の差が、プレロード時の圧縮量に対応しており、締固めの程度によって盛土の圧縮量が大きく変わり、逆に同程度に締め固めてあれば、載荷時の圧縮量も同程度になることが分かった。

2-6 まとめ

PL・PS補強土工法の可能性を検討するために、東京大学生産技術研究所千葉実験所に実物大模型を構築し、長期計測とプレロード、プレストレス、供用荷重の載荷実験を行った。

PL・PS補強土工法の基本原理として挙げた、次のメカニズムが実際に働くことを確認できた。

- ①盛土が補強されているため、効率的に締め固められる。
- ②盛土が補強されているため、盛土を破壊させずに、大きなプレロードをかけることができる。
- ③プレロードを一度かけてから除荷する事によって、供用荷重による土の非弾性・粘塑性的な変形、繰返し荷重による変形を小さくできる。
- ④プレストレスにより、鉛直荷重に対する盛土材の弾性係数が高くなる。
- ⑤高い剛性のため、繰返し載荷に対するひずみ振幅も小さく、残留圧縮が生じにくい。
- ⑥補強材に常に張力が働き、盛土材を水平に拘束する。
- ⑦タイロッドの剛性が補強材が、鉛直圧縮荷重に対する剛性として働く。

粒度調整砕石の盛土材が、比較的ゆるく締め固められた盛土3N、3M、3Sを、密に締め固められた盛土3A、3Bとで、挙動を比較した。その結果、ゆるく締め固められた盛土は、

- ・平板載荷試験で得られる剛性が低い
 - ・プレロード時の変形、供用荷重によるクリープ変形、繰返し荷重による残留変形が大きい。
 - ・従って、プレストレスも長期的に低下しやすい。
 - ・プレストレスのかかった状態で、降水などで浸水するとコラプス現象でプレストレスが低下する。
- などのデメリットがあり、これらは盛土を密に締め固めることで解決できることが分かった。

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

また、盛土3N、3Sでは、補強材長が短く、かつ、壁面に近い部分にプレロードを載荷したために、盛土が壁面外側へ大きく曲がる座屈的な変形が生じた。一方、左右対称で一樣な境界条件の盛土3M、3A、3Bは、反力板の傾斜も生じず、安定に均一に盛土を圧縮できた。このことから、特に高さが高く細長い構造物の場合は、プレロード載荷時の安定性に配慮する必要がある。

また、プレロード時に盛土を十分に圧縮させてから除荷することで、プレストレス状態で盛土が **creep recovery** によって鉛直方向に膨潤する現象も発生し、プレストレスを長期間維持することができるようになる。そのためには、一定荷重を長期間かけてから除荷すること、さらにプレロード荷重を繰り返し載荷することで、盛土を効率的に圧縮することができる。

盛土材がよく締め固められた粒度調整砕石であっても、プレロード時、供用時ともに、盛土の変形の大半は、長期にわたるクリープ変形や繰り返し荷重による残留変形である。土構造物の長期挙動を検討する上で、これらの現象を考慮することが重要である。

盛土3N、3M、3Sのプレストレス載荷試験で、変位を固定した後のプレストレスの長期計測からは、次の現象が見られた。

- ・変位を固定するとプレストレスは減少した（リラクゼーション現象）。しかし、プレストレスの減少が最も速かった盛土3Sでも、30日たった時点で初めの1/2のプレストレスが残っていた。
- ・密度の低い大量の降水によって、プレストレスが10 kPa程度減少した。しかし、2回目からの降水では、そのような変化は見られなかった。
- ・プレロード荷重を加えて盛土のクリープ変形を生じさせてから除荷した場合、プレストレスの時間減少率が著しく低下した。
- ・プレストレスがプレロード荷重の約1/3から1/2になった区間（3S、3N）では、1年後のプレストレスの時間減少率はほとんどゼロとなった。

これらの結果から、PL・PS補強土工法で、かなりの大きさのプレストレスを長期にわたって維持し、盛土の剛性を高めることができる可能性が示された。

また、施工性に関して、PL・PS補強土工法の要になる張力材を、補強盛土の構築過程の中でどのように設置するかが一つの問題であった。第1章でも指摘したとおり、張力材が狭い間隔で立っている間をぬって締固めを行うのは作業効率の面でも盛土の品質管理の面でも難しい。この点は、施工上の工夫が必要である。

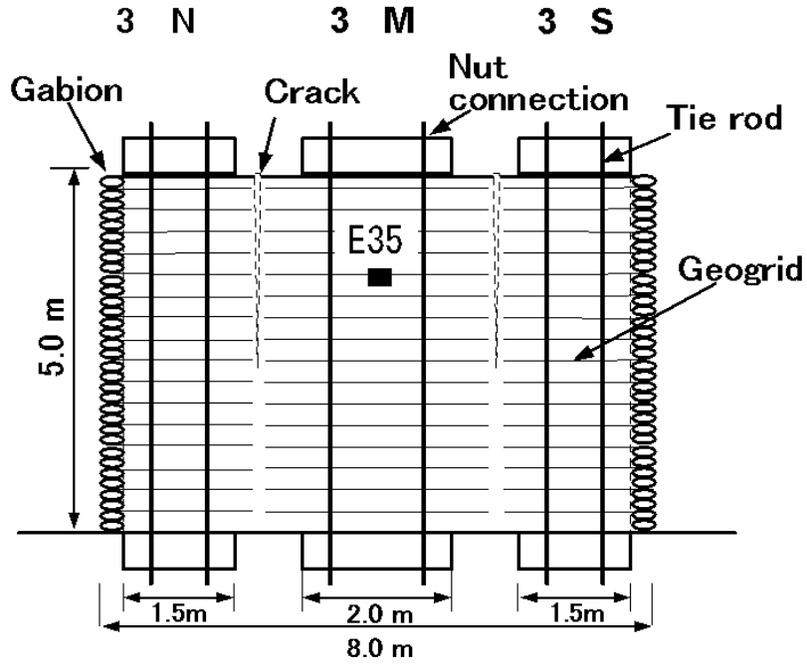


図2-1-1 実物大試験盛土（1995年）の3N、3M、3S断面

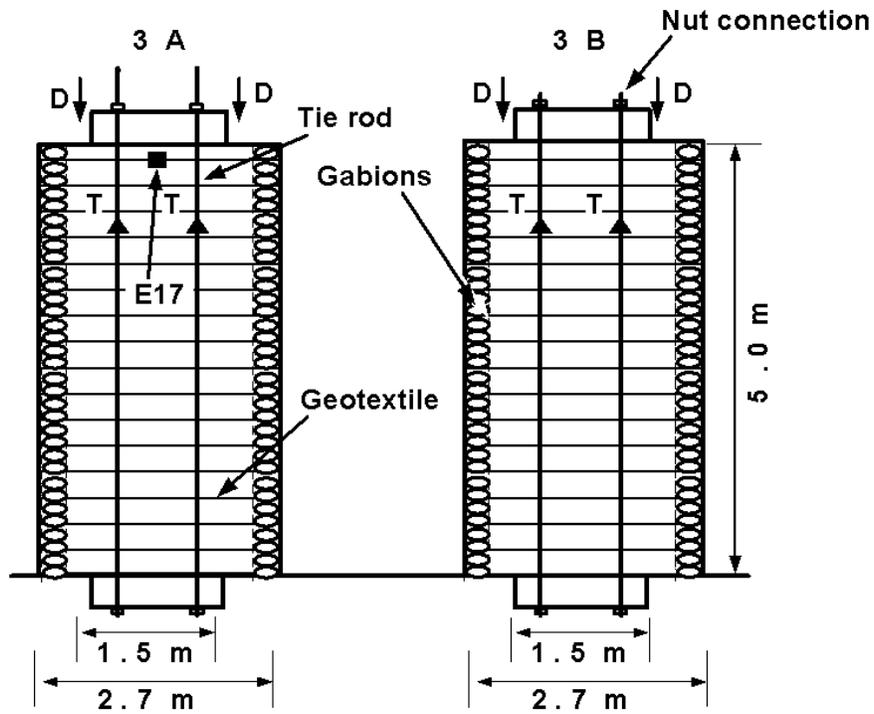


図2-1-2 実物大試験盛土（1997年）の3A、3B断面

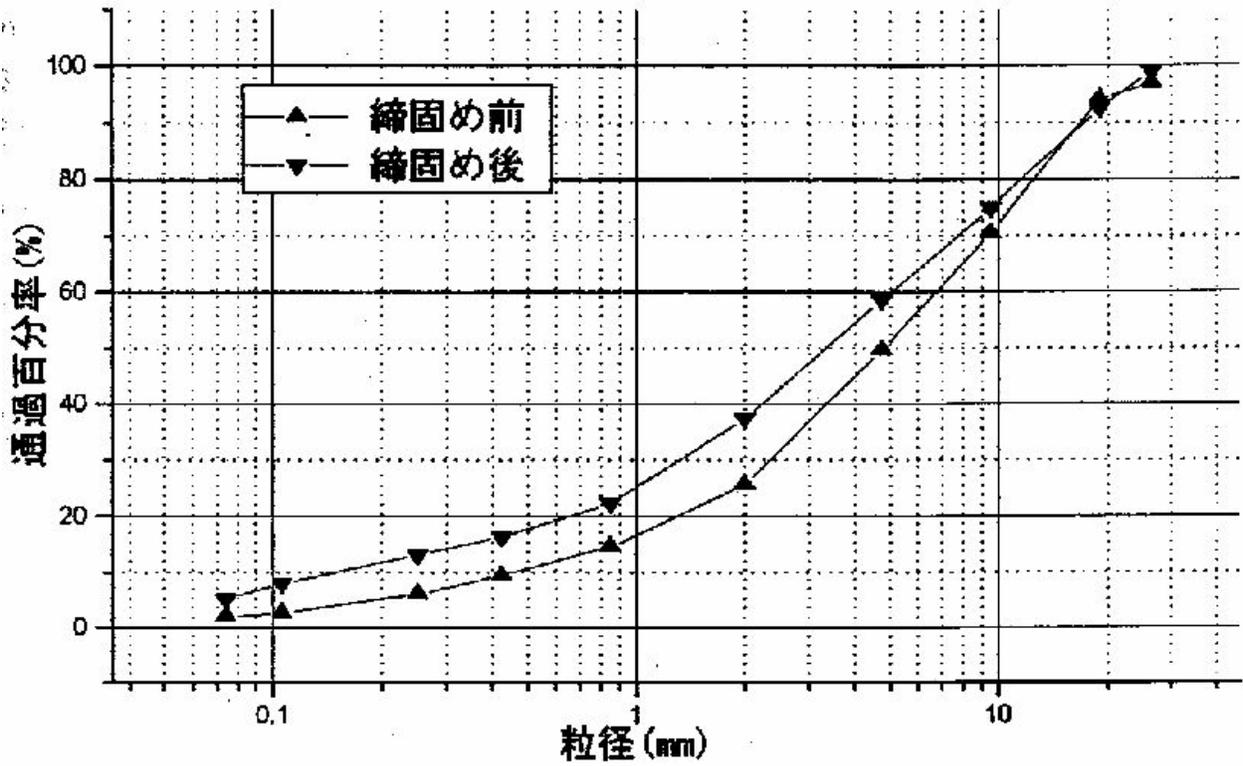


図2-1-3 実物大試験盛土の盛土材の粒度分布

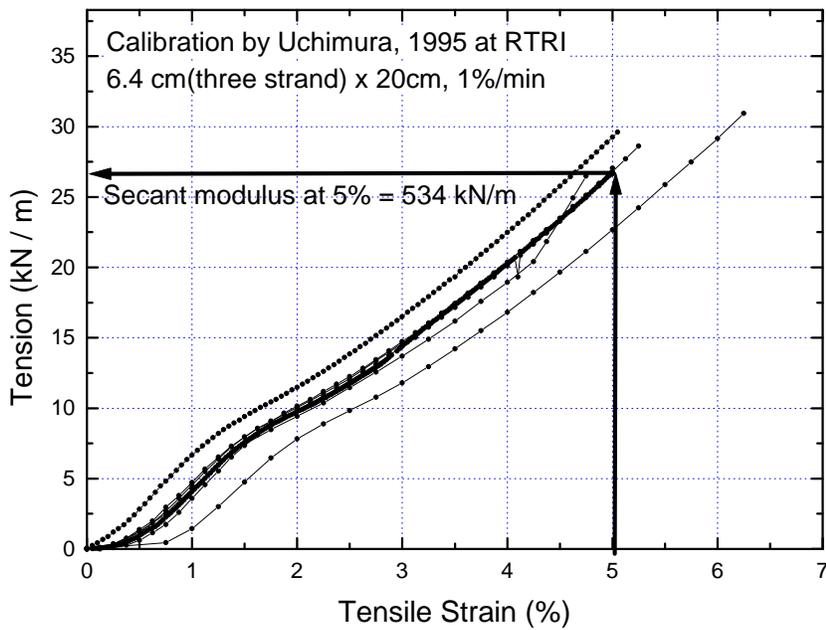


図2-1-4 ジオテキスタイルの引張り試験結果 (1996年構築時に試験)

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

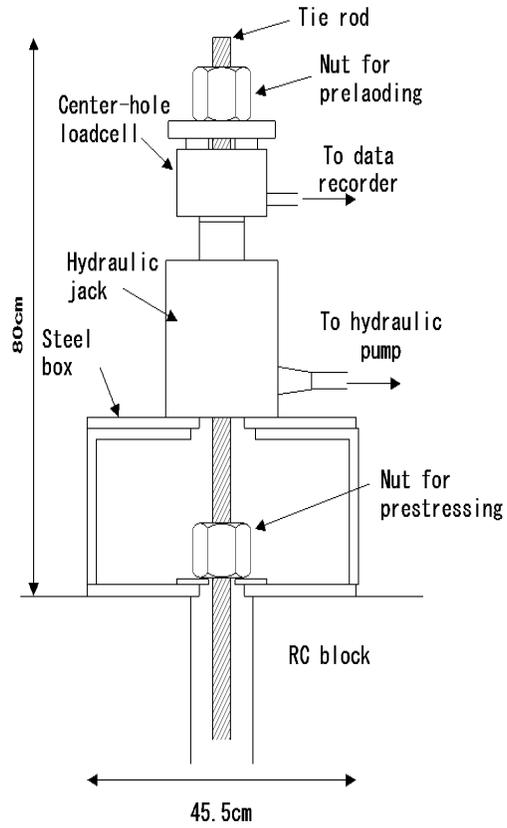


図2-1-5 タイロッド上端の荷重システムおよび上部反力板との締結機構（ナット）

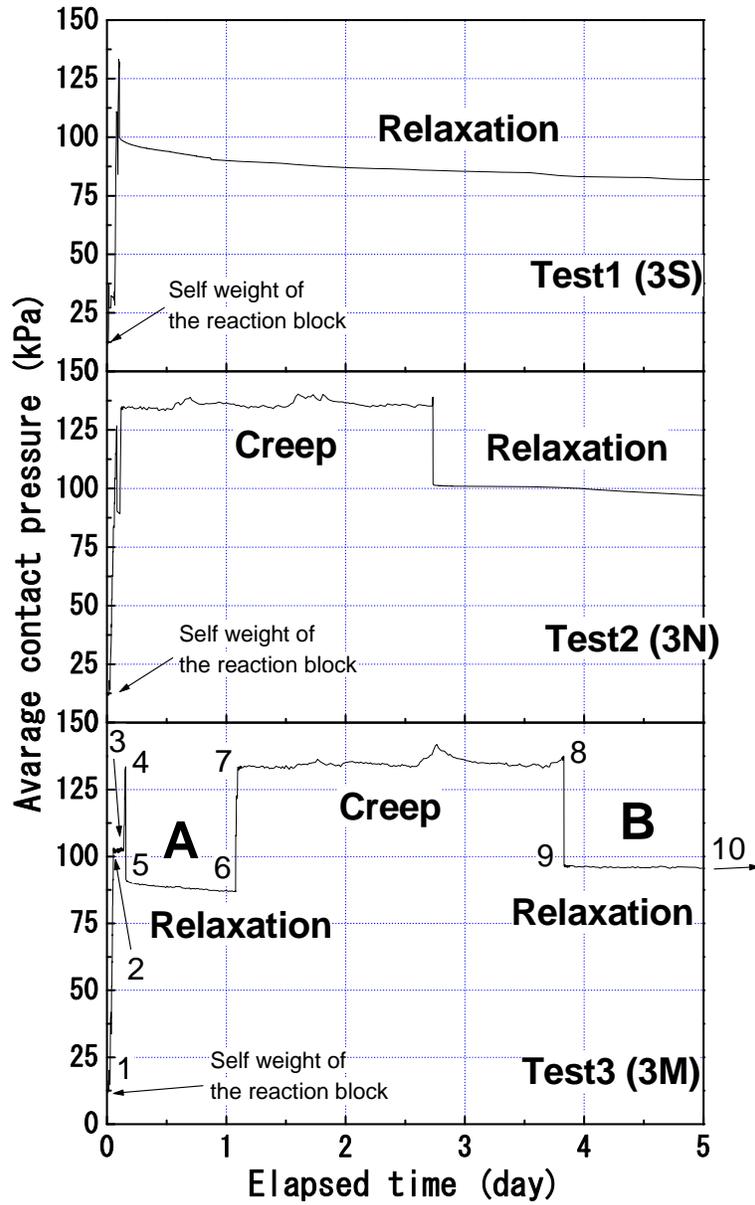


図2-3-1 盛土3N、3S、3Mのプレロード、プレストレスの荷重パターン

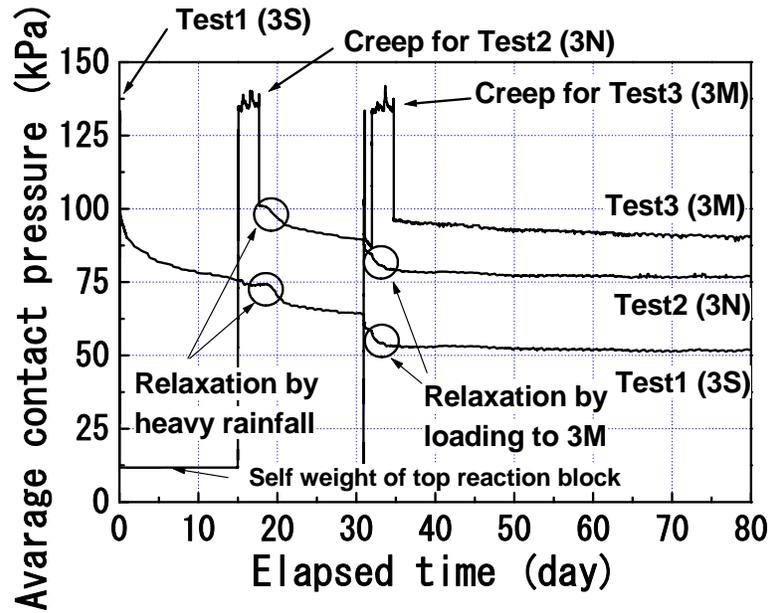


図2-3-2 盛土3N、3S、3Mのプレロード、プレストレス荷重の推移（短期）

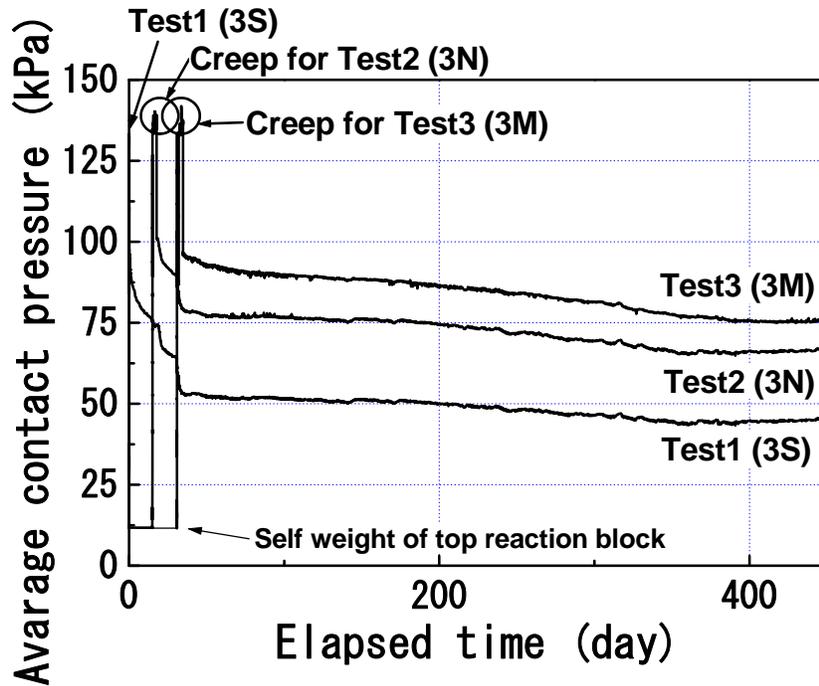


図2-3-3 盛土3N、3S、3Mのプレロード、プレストレス荷重の推移（長期）

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

表2-3-1 盛土3N、3S、3Mのプレストレス荷重の減少率

TEST 1 (3S)	変位拘束直後 : 0.1051 kgf/cm ² /day 変位拘束3日後 : 0.0236 kgf/cm ² /day 12月10~20日 : 0.00035 kgf/cm ² /day
TEST 2 (3N)	変位拘束直後 : 0.0161 kgf/cm ² /day 12月10~20日 : 0.00038 kgf/cm ² /day
TEST 3 (3M)	変位拘束直後 : 0.04992 kgf/cm ² /day (クリープ変形前) 変位拘束直後 : 0.0074 kgf/cm ² /day (クリープ変形後) 12月10~20日 : 0.00041 kgf/cm ² /day

注) 変位拘束直後、3日後の数値は、24時間の平均のプレストレスの減少速度である。但し、上記1は2時間の平均である。
また、12月10~20日の数値は10日間の平均のプレストレスの減少速度である。
注) TEST 1の「変位拘束3日後」は、変位拘束から3~4日後の24時間をさす。これは、TEST 2でクリープ変形開始から数えた「変位拘束直後」の24時間に相当する時間帯である。
12月10~20日は、TEST 1~3の(クリープ後の)変位拘束からそれぞれおよそ110日目、90日目、75日目である。

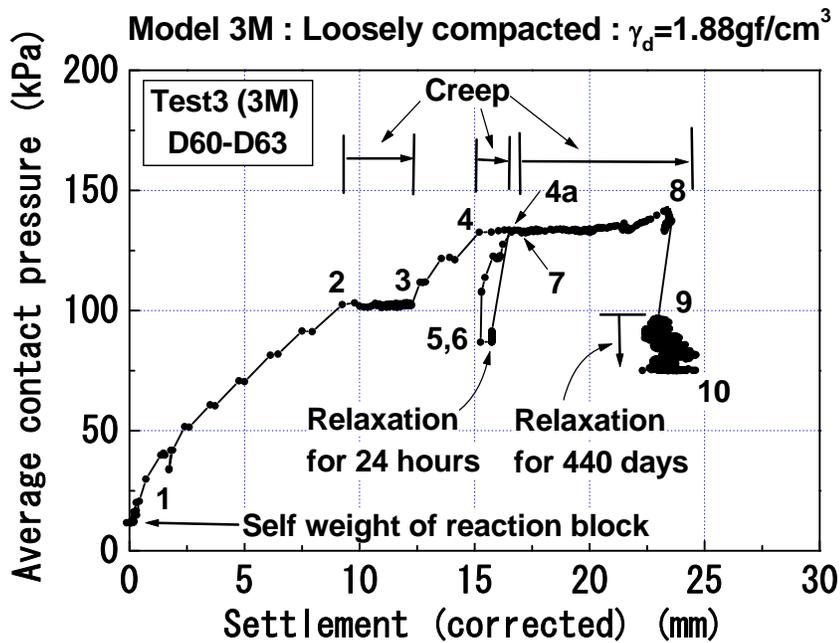


図2-3-4 盛土3Mのプレロード荷重と鉛直圧縮量の関係

第2章 PL・PS試験盛土の実験と計測

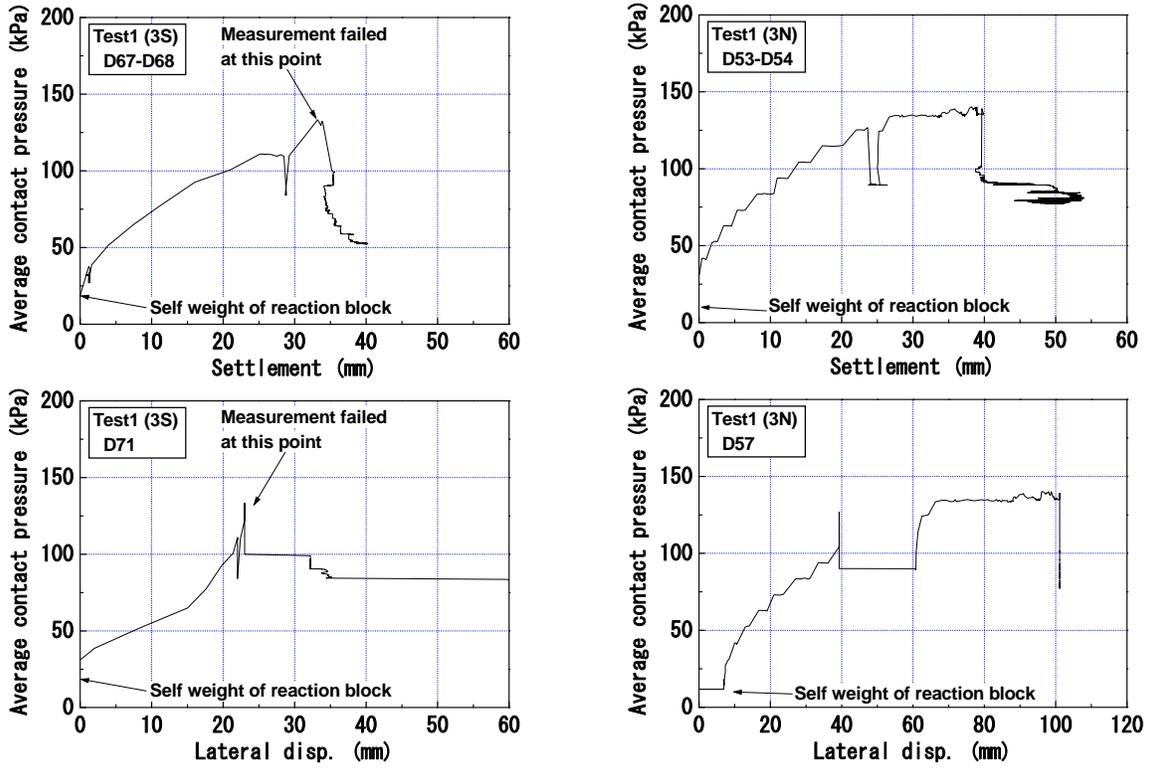


図2-3-5 盛土3N、3Sのプレロード荷重と鉛直圧縮量の関係

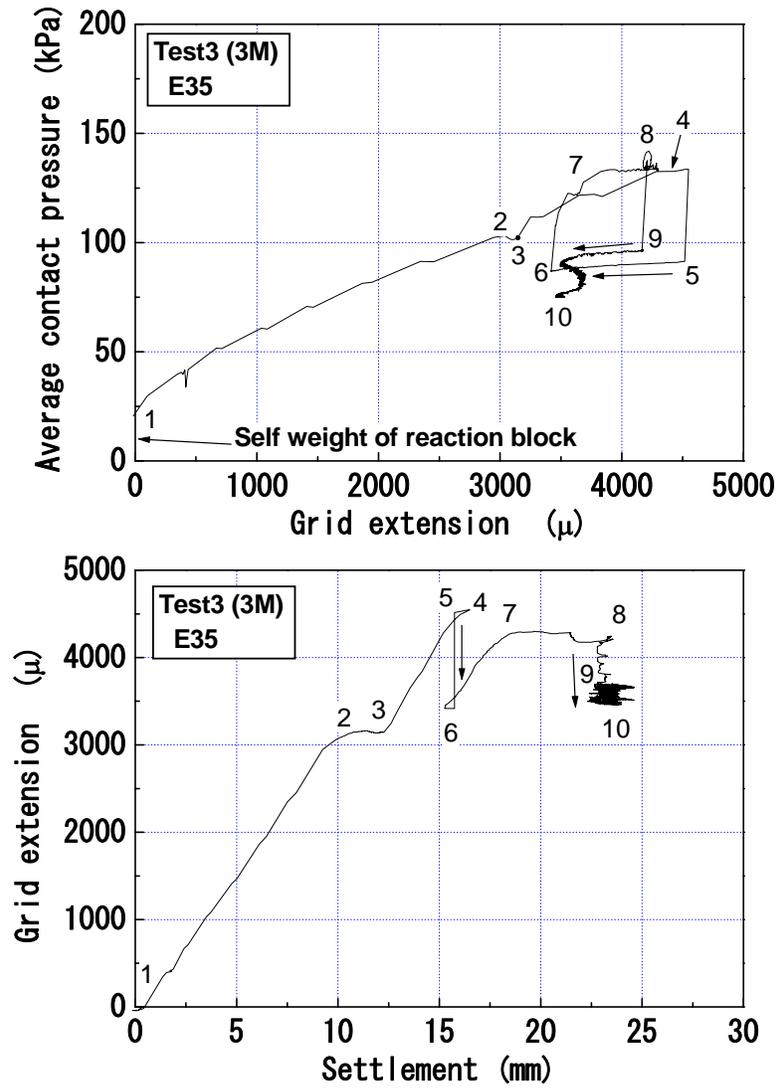


図2-3-6 盛土3Mの補強材の伸びひずみとプレロード荷重、鉛直圧縮量の関係 (E35)

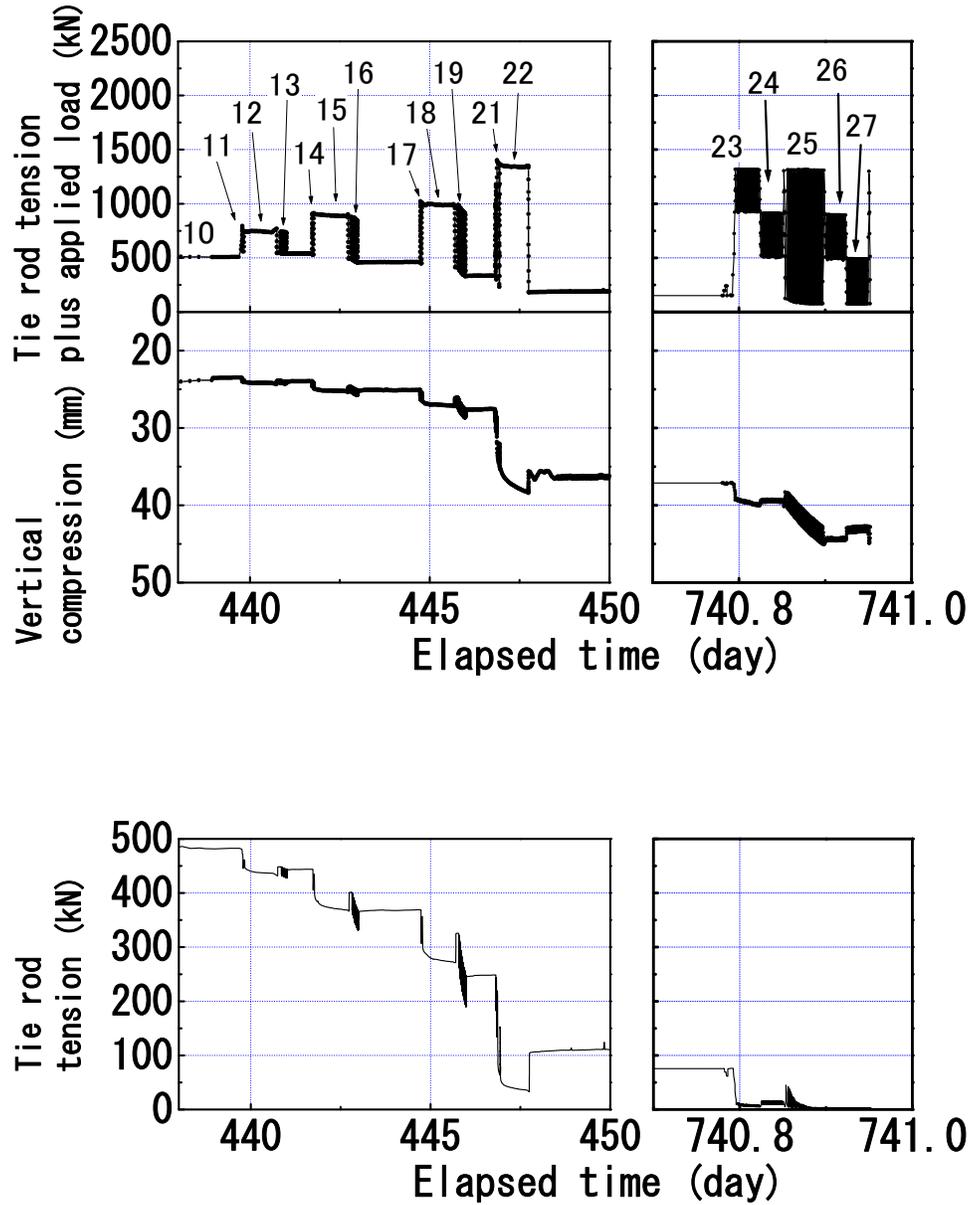


図2-4-1 盛土3Mへの供用荷重載荷試験（荷重、圧縮量、タイロッド張力）

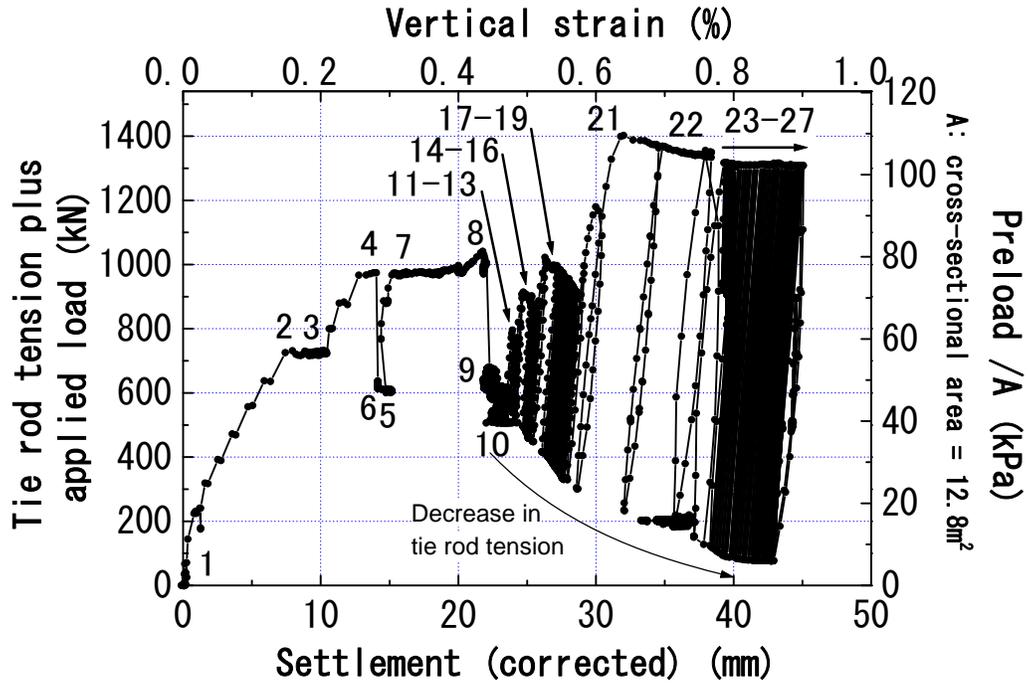


図2-4-2 盛土3Mへの供用荷重載荷試験 (荷重 v s 圧縮量)

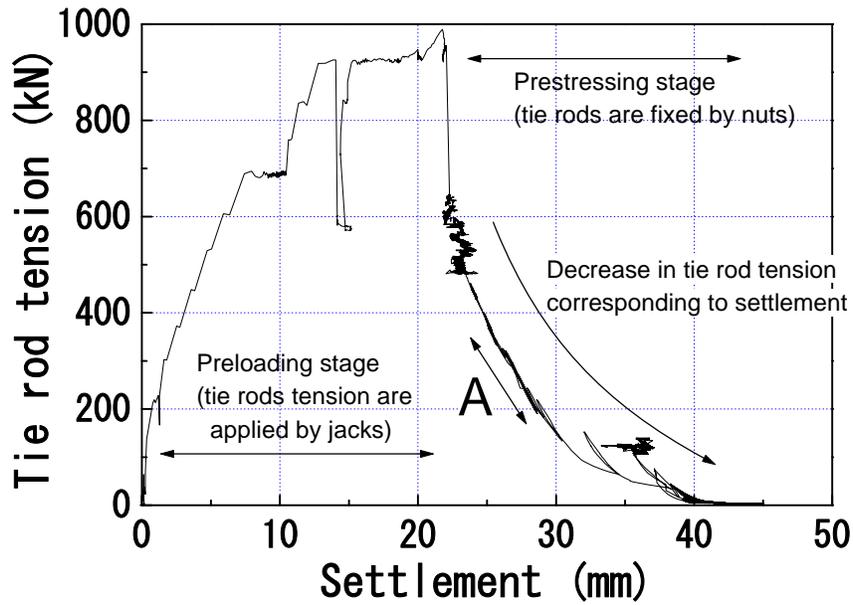


図2-4-3 盛土3Mへの供用荷重載荷試験 (タイロッド張力 v s 圧縮量)

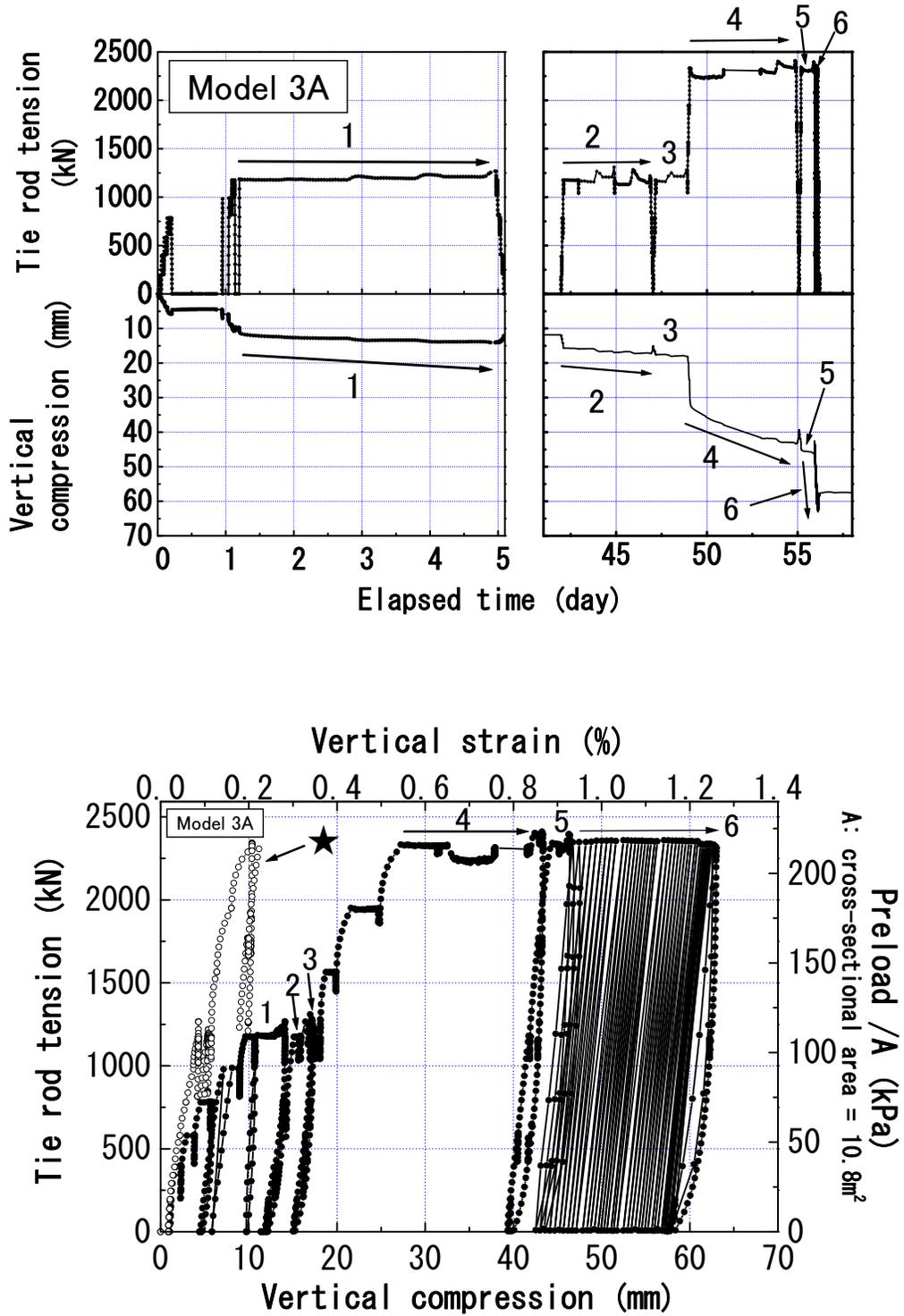


図2-5-1 盛土3Aへの供用荷重載荷試験 (荷重と圧縮量、及びその関係)

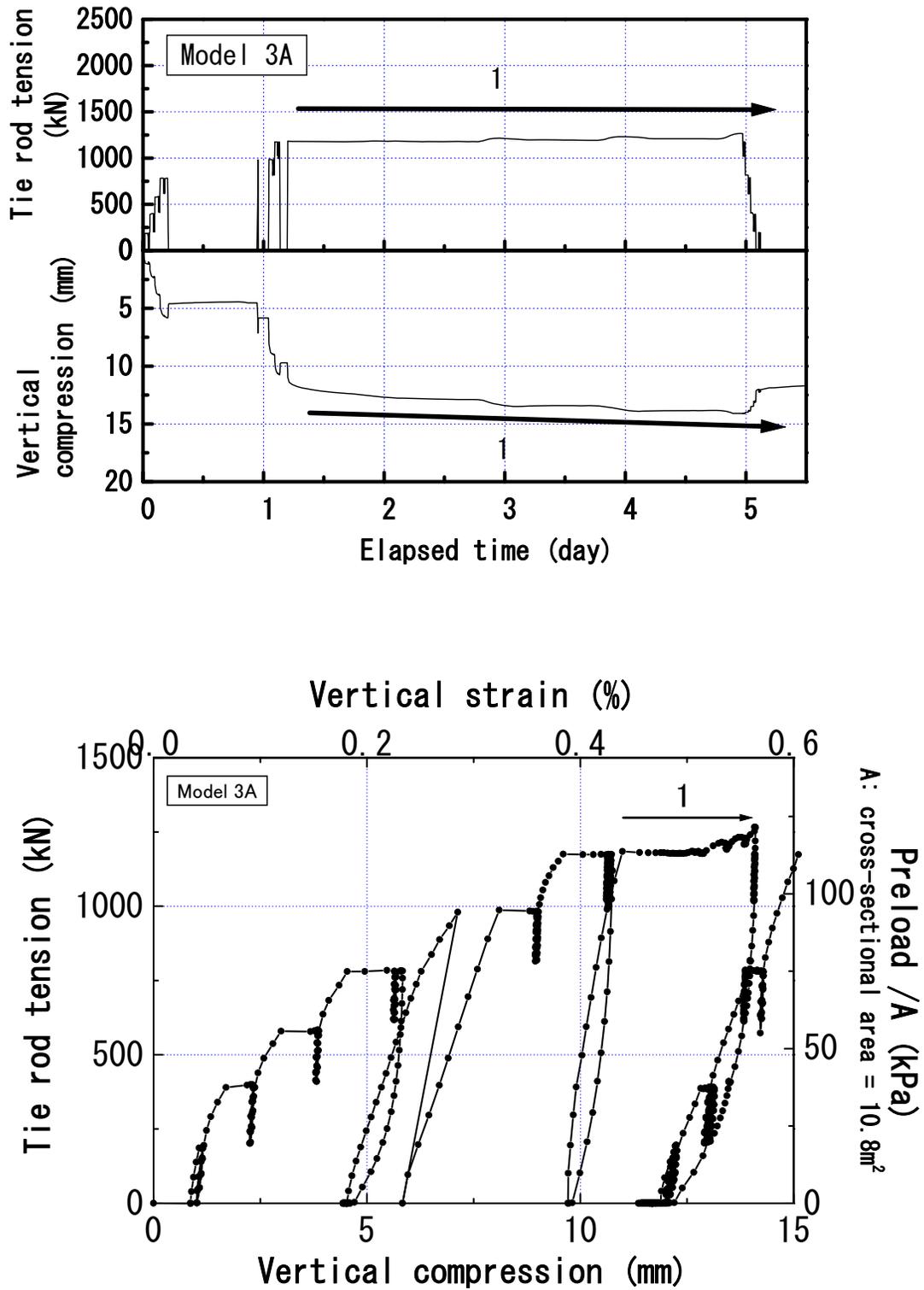


図2-5-2 盛土3Aへの供用荷重載荷試験（荷重と圧縮量、及びその関係）（拡大図）

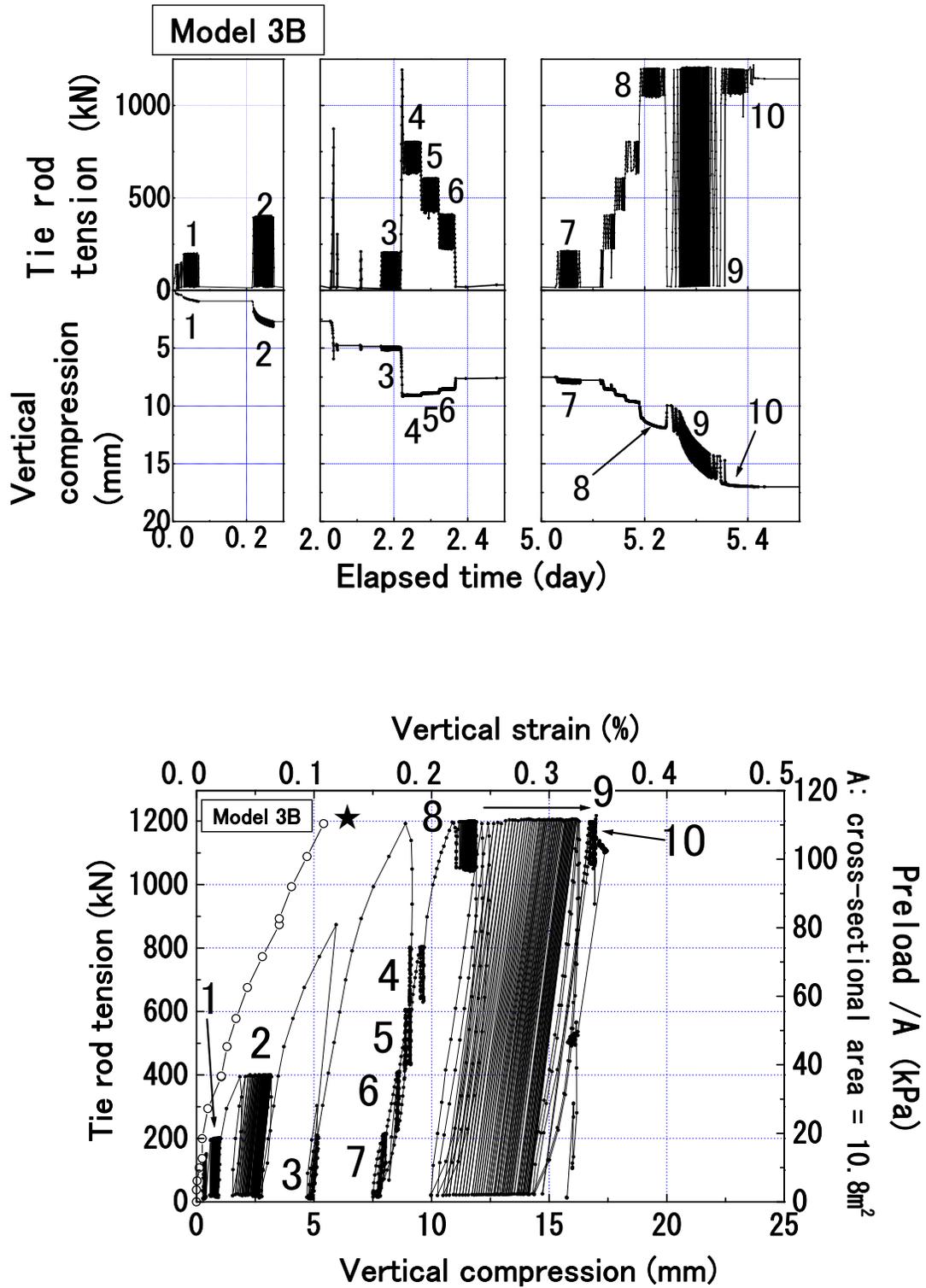


図2-5-3 盛土3Bへの供用荷重載荷試験（荷重と圧縮量、及びその関係）

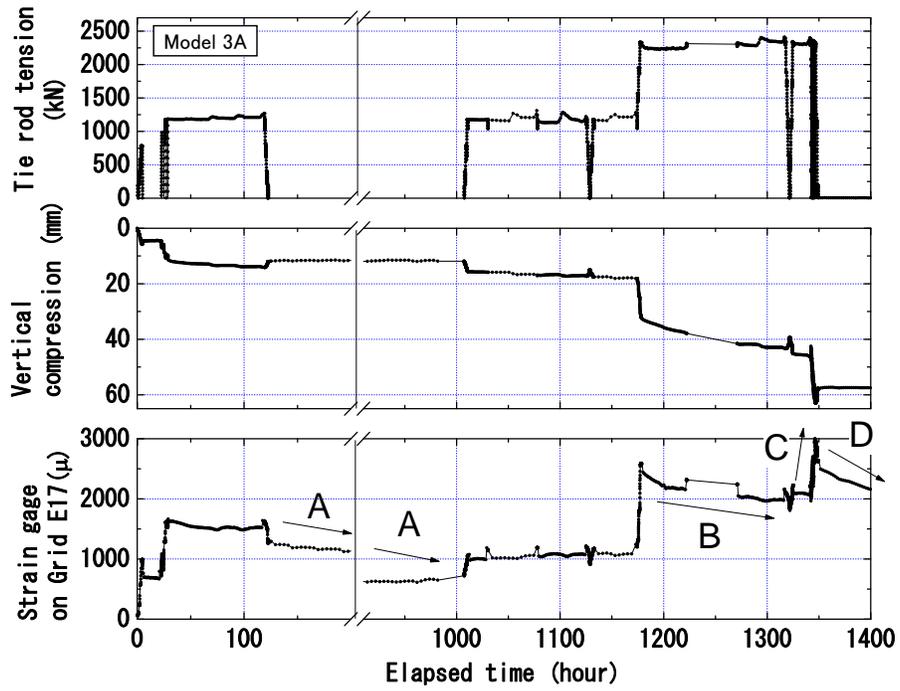


図2-5-4 盛土3Aの荷重、盛土の圧縮量、補強材(E17)の伸びひずみ

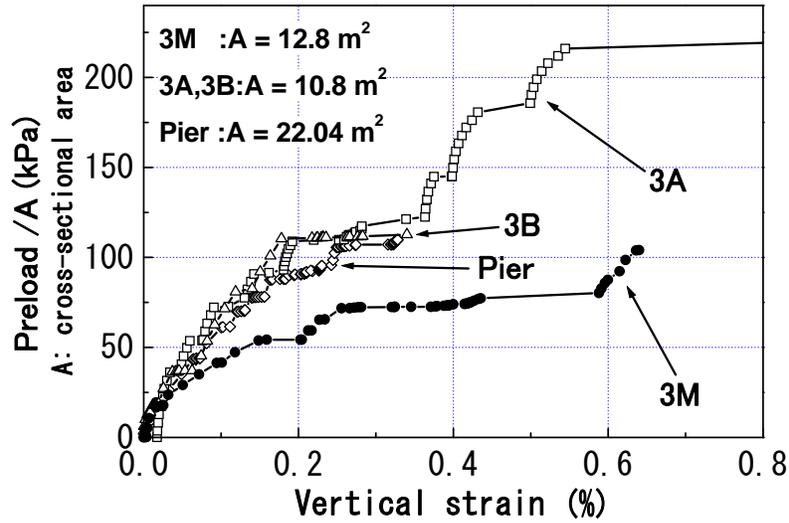


図2-5-5 盛土3M、3A、3Bおよび実施工PL・PS橋脚の剛性の比較

表2-5-1 盛土3M、3A、3Bおよび実施工PL・PS橋脚の比較

	3M	3A	3B	実施工橋脚
乾燥単体重量	18.4 kN/m ³ (1.88 tf/m ³)	20.5 kN/m ³ (2.09 tf/m ³)		18.7 - 21.3 kN/m ³ (1.91-2.17 tf/m ³)
平板載荷試験 k ₃₀ 値	160 N/cm ³ (16.3 kgf/cm ³) 解体時・石膏で接地	157 to 196 N/cm ³ (16 to 20 kgf/cm ³) 盛土3Aで試験 建設時・石膏で接地		116 N/cm ³ (11.8kgf/cm ³) 建設時・豊浦砂で接地 ----- 172 - 184 N/cm ³ (17.6 - 18.8 kgf/cm ³) 解体時・豊浦砂で接地
盛土材	D _{max} =39.5mm D ₅₀ =4mm U _c =71 γ _{d,max} = 22.7 N/cm ³ (2.5 x 10 ⁶ mN/m ³ で締固め時)			D _{max} = 30 mm D ₅₀ = 8-11 mm U _c = 4.0-4.3 γ _{d,max} = 23.3 N/cm ³ (3 x 10 ⁶ mN/m ³ で締固め時)
補強材間隔	30 cm			15 cm
盛土部寸法	3.2m x 4m x 5m(high)	2.7m x 4m x 5m(high)		6.4m x 4.4m x 2.7m(high)
反力板面積	7.6m ² = 2m x 3.8m	5.7m ² = 1.5m x 3.8m		12m ² = 5m x 2.4m
境界条件	平面ひずみ		平面ひずみ	直方体

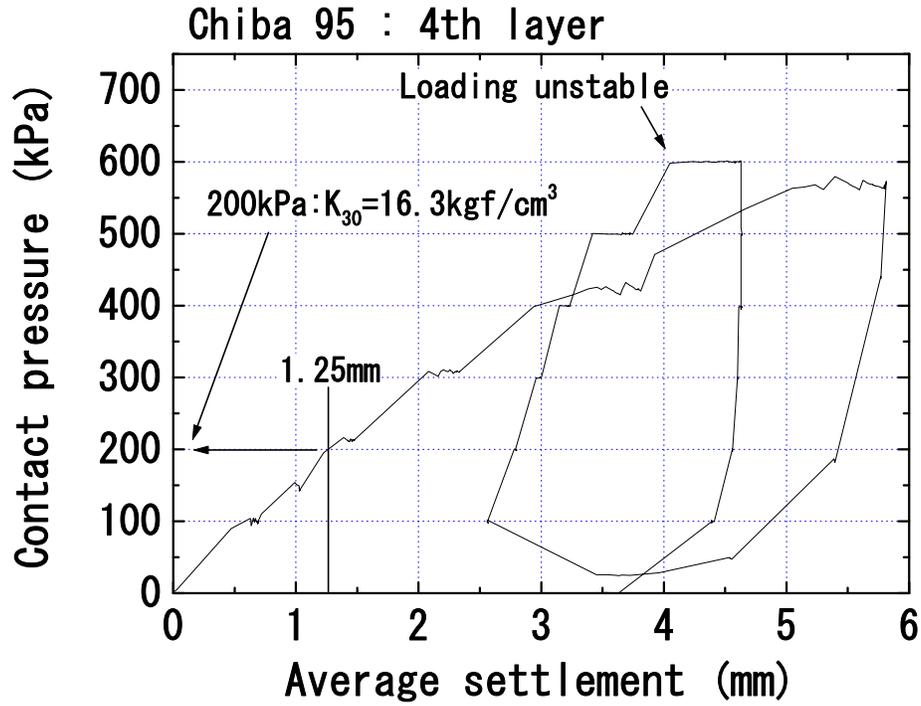


図2-5-6 盛土3Mの平板載荷試験結果（解体時の試験）

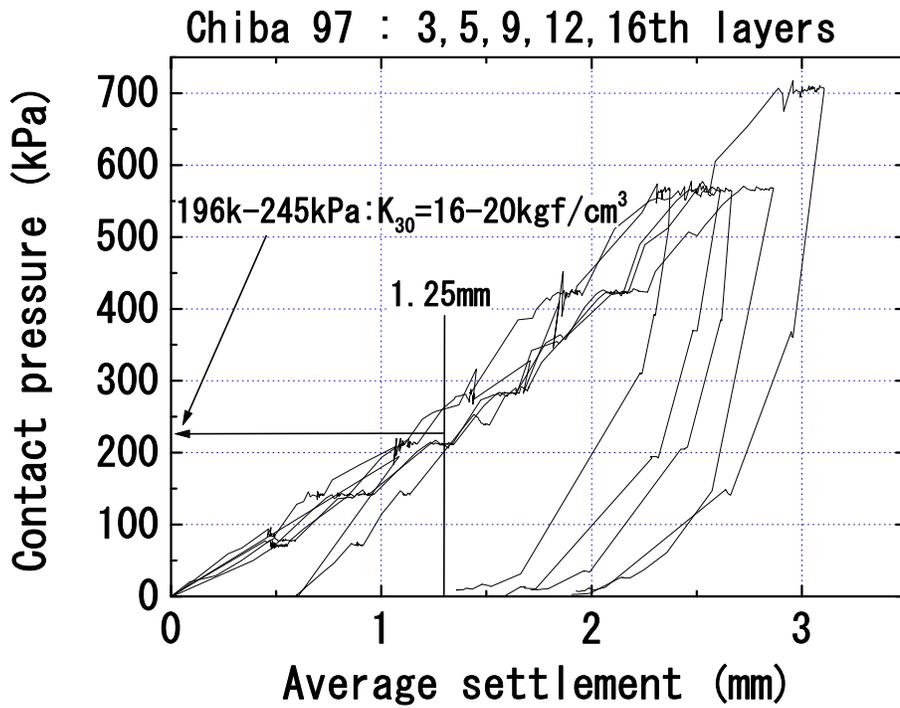


図2-5-7 盛土3Aの平板載荷試験結果（建設時の試験）

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

1996年夏に、JR九州篠栗線馬出橋梁（福岡市、吉塚駅～柚須駅間（図3-1-1）、（図3-1-2）の建設に、実施工としては初のPL・PS補強土橋脚P1（図3-1-4）と、従来型の剛壁面補強土擁壁（RRR工法）A2を用いた橋台（図3-1-4）が建設された。

形状の違いがあるものの、両者の材料、施工法はほぼ同一で、橋脚にプレロードとプレストレスをかけている点だけが異なる。そのため、両者の挙動の比較によって、PL・PS工法の効果を確認することができる。本研究ではこの橋脚と橋台の挙動を詳細に計測しており、本章ではその計測結果を述べ、それに基づく考察を行う。

◎JR九州篠栗線馬出橋梁 建設、試験の年表

1996年	
7月下旬～8月上旬	整地、地盤改良、
8月8日	平板載荷試験、密度試験
8月下旬～9月上旬	小橋台設置
9月5日～17日	プレロード載荷
9月17日	タイロッド固定（プレストレス）
9月26日	壁面工打設
9月30日～10月1日	桁荷重載荷
1997年	
7月19日02:20～	試験列車走行（列車通過時挙動計測）
7月下旬	隣接河川の氾濫で水浸
8月 3日06:15～	営業列車走行開始（列車通過時挙動計測）
1998年	
1999年	
6月29日	隣接河川の氾濫で水浸（福岡豪雨災害）
7月16日	列車通過時挙動計測（供用2年目）
2000年	
5月16日	衝撃加振試験（桁あり）
2001年	
3月	供用終了
6月26日	衝撃加振試験（壁あり・桁なし）
6月29日	水平載荷試験
6月29日～7月6日	鉛直載荷試験（壁あり）
11月19日～11月22日	鉛直載荷試験（壁カット）
11月20日	衝撃加振試験（壁カット・桁なし）
11月下旬～12月上旬	平板載荷試験、密度試験

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

3-1 馬出橋梁の構造と建設

3-1-1 建設の経緯

福岡市で、吉塚駅、箱崎駅周辺の高架化事業が行われることになり、その一部として馬出橋梁も高架化されることになった。既設の線路を取り壊して高架にするのに約4年かかるため、この間の代替線路として図3-1-2に示す橋梁が仮設構造物として建設された。

この現場は古い住宅地の中にあり、現場への進入路が最大4mと狭く、また付近住民の強い要請もあり、工事用重機を通行させないこと、無震動・騒音の工法をとることが必要であった。そのため、人力または小型機械で施工可能な工法が求められた。

また、基礎地盤は深さ9～11mの軟弱な地層になっており、ここに鉄筋コンクリート（RC）構造物として橋脚を建設するには、大がかりな杭基礎が必要となり、その場合大きなコストがかかると同時に杭打設のための重機搬入、震動、騒音の問題が生じる。また、H鋼を用いた杭基礎の場合でも、アースオーガーを用いるためには重機の搬入が必要であり、またボーリングマシンを用いて杭坑を空けるボアホール工法を用いると2～3倍のコストがかかる。

それに比べて、補強盛土によって橋脚を作る場合には、盛土材、補強材とも小分けして小型のトラックで搬入し、小型のランマーやコンパクターによって締固め施工が可能である。また、基礎に関しては、RC構造物に比べて土構造物の方が、比較的大きな地盤の変形に追従できること、盛土高を管理しながら順次盛り上げていくため、施工中に自重によって生じる地盤の沈下に対応できることから、セメント注入による攪拌混合杭を約11mの深さまで施すことで、十分と判断された。

これらのことから、この橋脚は補強盛土で建設することとし、沈下を抑制するためにPL・PS補強土工法を採用することになった。コストの面からは、アースオーガーによるH鋼の杭基礎を用いた場合と同程度であり、他の工法に比べても有利とされた。

3-1-2 構造の詳細と建設過程

橋脚（P1）は、高さ3.2m（盛土部分は2.4m）、幅6.4m、長さ4.4mであり、設計荷重は、桁荷重が196kN(20.1tf)、列車荷重が1280kN(131tf)（衝撃荷重含む）である。

以下の工程に1.5ヶ月かかった。

基礎地盤は、厚さ9～11mの軟弱粘性土層（N=2程度）であり、9本の攪拌混合杭（直径0.8m）で良質な地層までを改良した。また、4.4m x 2.4mの範囲にわたって、盛土底面（すなわち原地表面）から深さ1mまで、改良杭を隙間なくつめて全面を改良し、PL・PS工法の盛土底面側の反力板を形成した。

タイロッドは、一般に流通しているPC鋼棒（高周波熱錬製「ネジボン」φ35mm：異形鉄筋を焼き入れしたもので、公称直径35mm、公称断面積956.6mm²、公称降伏強度1,034 kN）を4本用いた。それぞれ、下端を攪拌混合杭に約4m挿入して定着させた。さらに、タイロッドの引き抜け防止に万全を期すために、盛土底部のタイロッド周辺に厚さ22mmの鉄板を敷いて、ナットで締結した。タイロッドはカップラー（長ナット）で必要な高さまで延長し、塩ビパイプをかぶせて盛土材との摩擦を切った。

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

補強土部分は、補強土擁壁の工法として普及している剛壁面補強土擁壁工法（RRR工法）を応用して、4辺にレキの入った土のうを積み上げてグリッドで巻き込みながら構築した。

盛土材は砂岩の粒度調整砕石（ $D_{max} = 30 \text{ mm}$, $D_{50} = 8\text{-}11 \text{ mm}$ and $U_c = 4.0\text{-}4.3$ 、図3-1-5）である。供用終了後、解体時に砂置換法で測定した締め固め乾燥密度は、 $1.91 \sim 2.17 \text{ g/cm}^3$ で、最適含水比（3.7%）における標準的な締め固め試験（エネルギー $3 \times 10^6 \text{ mN/m}^3$ ）での最大乾燥密度（ 2.38 g/cm^3 ）に対して、80~91%の締め固め度に相当する。同じ礫を用いた室内三軸圧縮試験（第5章参照：拘束圧49 kPa）では、乾燥密度 1.95 g/cm^3 の時に、内部摩擦角 60° であった。

30 kg のバイブレーターと 60 kg のタンパーを用いて締め固めを行った。先にタイロッドと変形計測用のロッドが立て込んであったため、作業空間が非常に狭く、大型の締め固め機械は使えなかった。天端まで盛土が完了するのに、5人の作業員で5日かかった。

補強材は、PVA（ポリビニルアルコール）の繊維をPVC（塩ビ）でコーティングしたポリマーグリッド（クラレ KJV-6000；公称引張強度 58.8 kN/m (6tf/m)）である。メーカーによる試験片幅 5 cm、長さ 40 cm、ひずみ速度 5%/min の引張試験では、引張強度 73.5 kN/m 、ひずみ 1%以下での引張剛性 $1,050 \text{ kN/m}$ である。また、本研究で独自に行った引張試験の結果では、試験片幅 6.4 cm、長さ 20 cm、ひずみ速度 0.5%/min の条件で、引張剛性 490 kN/m である（補強材ひずみ測定の詳細：図4-2-6参照）。

グリッドの敷設間隔は、向かい合う2壁面ごとに、剛壁面補強土擁壁工法で標準とされる 30cm として設計したため、合わせて平均 15cm となっている。実際には、グリッドの向きを線路方向と線路直交方向に交互に変えながら、10cm ないし 20cm 間隔（壁面位置で1段ないし2段の土のうを巻き込むように）で全面に敷いた。剛壁面補強土壁工法での一般的な設計では2次元の平面ひずみ条件を想定するために、設計上は、1方向の向かい合う壁面のために敷設されたグリッドは、それとは直行する方向に対しては寄与しないとみなされてしまう。しかし実際には、グリッドの横軸の剛性も主軸と同等あるいはそれ以上に大きいため、実質的に補強材間隔 15cm の補強盛土になっている。これは、結果的に過剰設計であったかも知れない。

盛土を天端まで構築した後、桁を受ける小橋台として、幅 5 m、長さ 2.4 m、厚さ 0.8 m の鉄筋コンクリートブロックを設置し、これを PL・PS 工法の天端側の反力板とした。約2週間の養生期間の後に、RC小橋台の上のタイロッド上端に油圧ジャッキによる載荷装置（図3-1-6）を設置して、プレロードを載荷した。4個のジャッキには、一つの油圧ポンプからの圧力を分岐して供給しているため、4本のタイロッドに常に等しい張力がかかった。その後、プレロード荷重の一部を除荷したのちにナットを締めてジャッキを外し、盛土の変位をタイロッドで拘束した状態、すなわちプレストレスのかかった状態にした。最大プレロード荷重は、4本のタイロッド合計で 2350 kN (240tf)、プレストレスの設定初期荷重は 950 kN (97tf) である。これらの載荷過程については後の節で詳述する。

プレロードの後、壁面に厚さ約 30 cm の鉄筋コンクリート壁を打設した。これは、剛壁面補強土擁壁工法で標準とされる壁面を適用したものである。プレロード・プレストレスの載荷による盛土の圧縮変形が終了した後に、鉄筋コンクリート（RC）の一体の剛壁面を打設することにより、載荷による盛土の変形の剛壁面への影響を避けることができた。盛土の天端の、RC小橋台と壁面との間には、無筋コンクリートを流し込んでスラブを形成して、壁面工打設後は雨水が天端から直接、盛土の内部

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

に入らないようにした。ただし、この無筋コンクリートとRC小橋台の間にゴムの目地が張っており、互いの応力の伝達は切れている。

一方、補強土橋台(A2)は高さ2.4mの補強盛土である。基礎地盤は、橋脚P1と同じく攪拌混合杭で改良した。橋台部は剛壁面補強土壁工法による補強土橋台として構築された。すなわち、橋台前面に土のうを積み、補強材で巻き込みながら盛土材を撒きだし転圧していき、最後に壁面に厚さ約30cmの鉄筋コンクリート壁を打設した。補強材、盛土材は、橋脚P1に用いたものと同じ材料であり、補強材層の鉛直間隔は30cmである。橋台の両側面はむき出しの法面(勾配H:V=1.5:1)であり、雨水による洗掘を防ぐために粘性のある保護土をかぶせた。また、天端もRC小橋台の部分を除いてむき出しで、雨水は天端から浸透することができる。

供用終了後、解体時に砂置換法で計測した結果、締固め乾燥密度は2.08～2.19 g/cm³であり、橋脚P1の密度とほぼ同程度であった。

この橋台にはプレロード、プレストレスを加えていないため、従来型の補強土橋台といえる。後に、橋脚P1とこの橋台A2の挙動の比較を行い、プレロード、プレストレスの効果を検討する。

また、もう片方の橋台(A1)は、攪拌混合杭で改良した地盤上に直接RC小橋台を設置したもので、補強土による橋台ではない。

これらの橋脚、橋台を構築した後に、2連の桁を架設した。

3-2 計測項目

図3-2-1～4に、計測器の配置を示す。

3-2-1 タイロッドの張力

橋脚(P1)のタイロッドの張力は、タイロッドに取り付けた鉄筋計(T1～T4:ひずみゲージ式)で測定した。

また、建設過程のプレロード時、および、供用終了後の鉛直載荷試験時には、ジャッキの荷重をセンターホール荷重計(TC1～TC4)で測定した。タイロッドとRC小橋台とを固定するナットが効いてない場合、両者の値は一致し、これが小橋台にかかっている荷重となる。

3-2-2 盛土の圧縮量

橋脚(P1)の盛土の圧縮量は、盛土の底面に設置した沈下板と、天端のRC小橋台(上部反力板)に取り付けた変位計との相対変位(鉛直圧縮量)として測定した(S1～S4)。計測位置は、RC小橋台の4角である。橋台(A2)の沈下量も同様にして、RC小橋台の両側の2箇所測定した(S5,S6)。

橋脚の盛土圧縮量は、プレロード開始時を基準に、供用終了後の載荷試験まで連続的に計測した。

一方、橋台の盛土圧縮量は、橋桁設置後に変位計を取り付けたので、これ以降の圧縮量を、供用終了まで連続的に計測した。従って、橋台の盛土構築から桁荷重載荷までの間の、自重による圧縮量は

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

計測値に含まれない。

3-2-3 盛土底部の鉛直土圧

橋脚(P1)の盛土内の鉛直土圧を、盛土1層目の、中央部(P01)と端部(P02)に、円盤形(直径20cm)の土圧計を埋めて測った。本論文中の土圧の値は、特に明記しない限り、プレロード載荷開始時の土圧を基準にして、その後の増分を表示する。したがって、盛土およびRC小橋台の自重による土圧はその中に含まれない。

橋台(A2)の盛土内の土圧は計測していない。

3-2-4 盛土内部と外気の温度

橋脚(P1)の盛土内部(H01~H09)および橋脚(P1)付近の外気(H10)の温度を、熱電対を用いて計測した。橋台(A2)の盛土内の温度は計測していない。

橋脚(P1)の盛土内部については、補強材のひずみゲージを貼り付けた場所に、熱電対を並べて設置し、この温度を使って補強材のひずみ量を後述のとおり補正した。また、その他の計測項目の値も、気温の変化に合わせて年周期の変動が見られるが、これが温度の変化による計測系のドリフトなのか、実際の物理量が温度によって変動しているのかを区別することは難しい。ただし、補強材のひずみ以外は、この変動は軽微である。

3-2-5 補強材の伸びひずみ

橋脚(P1)の補強材のひずみを、補強材にひずみゲージを貼り、線路方向と線路直交方向と別々に測定した(E1~E32)。本論文中に示す補強材のひずみの値は、特に明記しない限り、プレロード載荷開始時のひずみを基準に、その増分を伸びを正として表示する。

橋台(A2)の補強材のひずみは計測していない。

ひずみゲージの貼り付け方法は、生産技術研究所千葉実験所における試験盛土に用いたものと同じく、グリッドの両面に塩ビシートを熱融着し、表面を研磨して、グリッドの軸上にゲージを貼りつけた。ただし、千葉実験所の平面ひずみ条件での変形と異なり、橋脚の場合は鉛直荷重によって水平2方向に変形することが考えられ、アクティブゲージとダミーゲージをそれぞれ直交する軸に貼ると互いの伸びが相殺してしまう。そのため、線路方向と線路直交方向の伸びを別々に計測する必要があった。そのため、図3-2-5に示すように、補強材の主軸方向の軸上に張った2枚のゲージをアクティブゲージとしたが、ダミーゲージは、グリッドに溶着した塩ビフィルム上に銅板を接着し、その上に貼り付けた。

同じ方法でひずみゲージを貼ったグリッドで、引張り載荷試験を行った結果が図3-2-6である。主方向の剛性は490 kN/m程度で、副方向はそれより若干剛性が高い。また、ひずみゲージは主方向の伸びひずみに対して、ばらつきはあるがほぼ比例する出力が得られている。また、副方向の伸びひずみに対しては、ほとんど反応していない。

アクティブゲージとダミーゲージが、温度膨張率の異なる材料に貼り付けられているため、この計測は温度の影響を受ける。これのえいきょうを、現場と同じ方法で張ったサンプルを、室内で温度管

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

理した温水の中につけて計測することで、温度の影響を確認すると、図4-2-6Cのように温度が1℃上昇するごとにゲージの読みが約30μ増加した。

そこで、補強材の伸びひずみは、温度による補正係数を30μ/℃として、20℃のときの値に換算するように、次のように行った。

$$\begin{aligned} \text{(補強材のひずみ) [\%]} &= \text{(較正係数)} \times \text{(ひずみゲージから得られるひずみ量)} \\ &\quad - \text{([土中の温度]-20)} \times \text{(補正係数)} \\ &\quad \text{ただし、補正係数 : } 30 \mu / ^\circ\text{C} \end{aligned}$$

ここで土中の温度とは、前節で説明した、盛土内部の9カ所で測った温度の平均値である。長期計測結果の節で示すように、盛土構築中および壁面工打設直後は、外気温より高温であるが、その後は外気温に1日周期の変動を除いてほぼ等しく、土中の温度はほぼ均一で全体が一緒に変動していた。さらに、約3年半後から温度の計測に問題が生じたが、それまでの温度の変動が、平均18度、片振幅11度、周期1年の正弦関数でほぼ近似できる。

そこで、プレロード開始から25日目(桁荷重載荷)までは、各測定点の補強材の伸びについて、表3-2-1の測定点の温度を用いて補正した。25日目以降は、ひずみの測定点によらずに盛土内の温度の計測値の平均値を用いて一律の補正を行った。また、温度の計測が止まってからは、近似正弦関数で求めた推定温度を用いて補正を行った。

3-2-6 RC小橋台の傾斜

橋脚(P1)のRC小橋台に傾斜計を取り付け、直交2方向の傾斜を測った。本論文中的傾斜量の値は、特に明記しない限り、プレロード載荷開始時の状態を基準に、その増分を表示する。

橋台(A2)のRC小橋台の傾斜は計測していない。

ただし、橋脚(P1)の傾斜計の位置は、RC小橋台の角部(S2の変位計のとなり)であり、RC小橋台の傾きだけでなく、タイロッドを用いてプレロード、プレストレスを載荷することによるRC小橋台の曲げ変形も、同時に測ってしまうことが分かった。この挙動については、プレロードの節で詳述する。

表3-2-1 盛土内の補強材ひずみの測定点に対応する熱電対の位置

補強材ひずみ	補正に使う温度計測点
E1, 2, 3, 4	(H02+H03)/2
E8, 24	H01
E5, 6, 7	H02
E9, 10, 11	H03
E12, 28	H04
E13, 14, 29, 30	H05
E15, 16, 31, 32	H06
E21, 22, 23	H07
E17, 18, 19, 20	H08
E25, 26, 27	H09

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

3-3 プレロードの荷重とプレストレスの導入

3-3-1 プレロード荷重の手順

図3-3-1は、プレロード開始後から供用期間、および、供用終了後の荷重試験までの期間の、PL・PS橋脚（P1）と補強土橋台（A2）の盛土部分の圧縮量、および橋脚のタイロッド張力の推移である。また、図3-3-2は、その間のタイロッド張力と鉛直圧縮量の関係である。

これらの値は列車荷重がかかっていないときに測定した値を示したものであり、この場合、橋脚のRC小橋台にかかるプレストレス荷重は、タイロッド張力に桁荷重（197 kN）を加えたものに等しい。なお、プレロード時、および供用終了後の荷重試験時においては桁荷重が加わっていないため、橋脚にかかる荷重はタイロッド張力に等しい。列車荷重が加わったときに橋脚にかかる荷重は、基本的にはここに表示されているタイロッド張力に桁荷重と列車荷重を合計したものであるが、列車通過時の挙動の節で詳述するように、橋脚のわずかな圧縮に伴ってタイロッド張力が一時的に下がるため、その分だけわずかに小さくなっている。

なお、計測項目の節で述べたとおり、橋脚（P1）の盛土圧縮量はプレロード開始時を基準に、橋台（A2）の盛土圧縮量は橋桁設置時を基準に計測した。従って、橋台の盛土構築から桁荷重載荷までの自重による圧縮量は計測値に含まれない。

橋脚（P1）へのプレロードは、盛土完了後、天端にRC小橋台を構築し、約2週間養生した後、1996年9月5日から17日までの日程で行った。図3-3-1、2では、ステージ18までが、プレロードを加えた期間に相当する。ただし、現場の要請のためにプレロードは日中だけとし、夜間と休日は変位を固定してプレストレス状態にしたので、プレロードの時間は正味約3日である。

一連の荷重手順を以下に示す。また、その間の荷重および橋脚圧縮量の履歴を図3-3-3に示す。

- 1) 1日目はプレストレス荷重を 196kN(20tf) ずつ増やしなが、784kN までは 30 分間、それ以降は 60 分間ずつクリープ変形させた。各段階とも、荷重の増加にかけた時間は2分以内である。1960kN(200tf) に達した後（図3-3-2、3のステージ1）、ナットを締めてプレストレス状態にした。翌日からは、日中は 1960kN の一定のプレロードをかけ、夜間と休日はナットを締めてプレストレス状態にした。
- 2) 5日目（Elapsed time = 4 days）に、荷重を 905 kN に除荷し、すぐに 1960 kN に再載荷した（ステージ10、11）。
- 3) 6日目（Elapsed time = 5 days）に、プレロード荷重を 2350kN(240tf) にした。
- 4) 7日目（Elapsed time = 6 days）に、荷重をゼロまで除荷し、すぐに再載荷する過程を3回繰り返した（ステージ12～14）。
- 5) その後、2350 kN でのプレロードを継続した。10日目（Elapsed time = 9 days）に、荷重を 1,100 kN に除荷し、ナットを締めてプレストレス状態で3日間放置した（ステージ15～17）。
- 6) 最後に、2,350 kN まで再載荷し（ステージ17）、3時間荷重保持したあと、950 kN に除荷してナットを締めてプレストレス状態とした（ステージ18）。この後4年半にわたり、プレストレス状態のまま壁面工の打設、桁の荷重、供用が行われた。

上記の荷重手順により、プレロード荷重の最大値は 2350 kN、プレストレス荷重の初期値は 950kN となった。RC小橋台の面積 $5\text{m} \times 2.4\text{m} = 12\text{m}^2$ で除すると、プレロード応力の最大値は

196 kPa (2.0kgf/cm²)、プレストレスの初期値は 79 kPa (0.81 kgf/cm²) である。

ナットを締めてプレストレス状態にするとき、ナットの遊びでタイロッド張力が約 1/4 抜けた (図 5-3-2 のステージ 1~2)。張力がどの程度抜けるかは、ナットをスパナで締めるときの手の力にもよる。そのために、ジャッキ荷重を所定のプレストレス荷重より高めに設定して、ナットを締めた。1 日ごとに抜ける量が小さくなった、これは、ナットを締めてからジャッキを外すまでの数分間のクリープ沈下が日毎に少なくなったからかもしれない。もしくは、ナット周辺の機械的な遊びが、回を追うごとに減ったからかもしれない。

3-3-2 プレロード載荷時の挙動

これらの載荷によって、橋脚は最終的に鉛直に 8 mm (ひずみに直すと 0.3%) 圧縮した。

1080~2350kN での除荷・再載荷時 (10~13 日目) の変形は 0.4 mm であり、非常に剛性が高かった。また高荷重域ほど接線剛性が高く、下に凸な荷重圧縮曲線を描いている。これは、一般に地盤材料の鉛直荷重に対する弾性ヤング率が、鉛直圧縮応力のべき乗に比例して高くなる性質とも一致し、弾性的な変形といえる。初日の載荷過程だけで約 4 mm 圧縮したとと比較すると、プレロードに載荷と除荷によって橋脚盛土が非常に堅く、弾性的になったことが確認できる。同時に、荷重圧縮曲線が下に凸であることから、供用時に高いプレストレスをかけておくことで、より高い剛性を維持できるという PL・PS 工法の原理を実証している。

図 3-3-4 には、測定された橋脚の荷重圧縮曲線に加えて、ヤング率 $E_{e,q} = E_0 \cdot (\sigma_q / \sigma_0)^m$ 、 $\sigma_0 = 100$ kPa、 $E_0 = 740$ MPa、 $m = 0.63$ の条件を仮定したときの弾性変形成分も併せて示している。これらの弾性剛性のパラメータは、盛土材の室内三軸圧縮試験に基づくものである (第 4 章参照)。この傾きは、プレロード 10~13 日目における除荷・再載荷の時の剛性よりさらに高く、プレロード後の除荷・再載荷時の変形にも、まだ弾性以外の成分が含まれていることを示唆している。

また同時に、1 日目および 6 日目 (荷重を 2350 kN に増やした) の、荷重増加時の即時圧縮のみを足し合わせたものもプロットした。この曲線は下に凸であり、総変形量の 1/3 以下である。これは、初期載荷であっても、段階的にクリープ変形を生じさせながら載荷すると、非可逆変形が減少して、弾性変形が卓越することを示している。

全体の圧縮量から、荷重増加時の即時圧縮を除いた成分は、主に一定荷重下のクリープ変形によるものである。非粘着性の粒度調整砕石を、非常に硬く締固めたにも関わらず、クリープ変形が全体の変形の半分近くを占めており、礫材であっても時間依存的な変形特性が土構造物の変形の中で大きな位置を占めることを示している。

また、プレロード時のクリープ変形によって、除荷後のクリープ変形は著しく抑制されている。さらに、ナットを締めてプレストレス状態にした後、タイロッドの張力は増加し (タイロッドが伸び)、圧縮量が減少 (RC 小橋台が浮き上がる) する傾向がある (図 4-3-2、3 のステージ 2~3、6~7、16 のあとの 3 日間など)。これは、土がプレロード中に十分なクリープ圧縮変形をしたために、プレストレスの荷重を受けながらも、除荷後に Creep Recovery が起きていることを示している。

図 3-3-2 において、ナットを締めてプレストレス状態にするとき、あるいは意図的に除荷・再載荷を行ったときに見られる剛性を比較すると、低い応力レベルまで除荷したときほど接線剛性が低くなっている。除荷・再載荷の時に連続的に計測していないために、載荷開始時と除荷開始時の点を

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

直線で結んで平均的な割線剛性を得ることしかできないが、例えば、約1500kNまで除荷したステージ5～8の除荷・再載荷で示した割線剛性より、約1000kNまで除荷したステージ9～11の方が割線剛性が低く、荷重を完全に除荷したステージ12～14はさらに割線剛性が低い。これは、荷重が下がるほど盛土の剛性が下がり、鉛直方向に大きく膨潤するようになっていることを示している。このような大きな荷重振幅の除荷・再載荷に対する橋脚の変形特性については、鉛直載荷試験の節でさらに詳しく考察する。

図3-3-5は、タイロッド張力と盛土底面で測った鉛直土圧(P01、P02)の増加との関係である。プレロード期間中のデータ(ステージ18まで)については、両者には直線的な相関がある(図には壁面工打設後の変化と桁架設時の変化も含まれている)。また、P01とP02の値もほぼ同じで、少なくとも底面付近では一様な圧縮応力がかかっていることが分かる。下部反力板としてRCのブロックを構築せず、基礎のセメント混合による地盤改良で代用したが、改良された領域が反力板として十分な剛性を持っていたことを示している。

荷重/土圧の比は、およそ 30 m^2 である。これは、小橋台の面積は 12 m^2 よりも、土のう部分を含めた盛土全体の断面積は 22 m^2 に近く、荷重が盛土断面全体に分散されていることを示している。供用終了後に行った鉛直載荷試験では、RC壁面工が荷重の一部を支えていることが判明したが、このプレロード載荷時はRC壁面工を構築する前であるため、すべての荷重が盛土部分(周囲の土のうを含む)で支えられていた。

P01とP02の経時変化を比較すると、プレロード時は値が等しいのに対して、夜間にナットを締めてプレストレス状態にしている時は中央(P01)に応力集中してきている。この理由は分からない。

なお、図4-3-5にはプレロード期間以後(ステージ18以後)の土圧の計測結果も合わせて表示されている。特にP01の土圧には大きな変化が見られるが、これは1999年6月29日の洪水によって盛土内部も浸水したことによる土圧計自体のドリフトが主因と考えられる。

図3-3-6には、RC小橋台の中央直下の、線路に平行な方向のひずみE01を、タイロッド張力および橋脚の鉛直圧縮量に対してプロットしたものである。この図には、プレロード以後、鉛直載荷試験までのデータも含めて表示している。また、図3-3-7は、プレロード時の補強材の伸びひずみを、線路に平行な方向と、線路直交方向(盛土の長手方向)のそれぞれ16点ずつの計測点の平均値で表示したものの時刻歴である。

プレロードによる補強材の伸びひずみは、プレロード終了時の値で0.05～0.15%程度のばらつきがあったが、ほぼ一様に伸びている。

基本的な挙動として、荷重が増加すると、橋脚の鉛直圧縮に応じて補強材が伸びている。鉛直荷重によって盛土材が水平方向に伸びようとするのを、補強材の張力で抑制する、というのは、補強土工法の基本原理であり、それが有効に働いていることが確認できる。

しかし、一定荷重を保持している時については、複雑な現象が起きている。すなわち、荷重を増加させてから荷重保持した場合には、補強材はほとんど伸びていないか、逆に収縮する傾向がある。

例えば、初日のプレロード載荷時のタイロッド張力と補強材の伸びひずみとの関係(図3-3-6のステージ1まで)を見ると、荷重保持中のひずみはほとんど生じていない。しかし、図3-3-4で示したように、この間に盛土材はクリープによって大きく鉛直圧縮して、補強土全体のクリープ変形のほとんどが盛土材のクリープ変形によるものだといえる。さらに、1～9までの間でも、同

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

様な現象が生じている。従来の補強土の設計では、特に高分子材料の柔らかい補強材の場合には、補強材のクリープ伸び変形が補強土構造物の変形強度の性能を下げるという考え方をしているが、実際に観測された現象はこれとは反対で、より大きくクリープ変形しているのは盛土材の方であり、きわめて興味深い現象である。

また、図3-3-6bの記号Aで示した部分では、橋脚の鉛直圧縮は正の方向に進んでいるにもかかわらず、補強材も明らかに収縮する方向に進んでいる。

一方、高荷重状態から除荷してきた直後に荷重保持した場合には、図3-3-6bのステージ2～3（記号Bの部分）においては、橋脚が鉛直に **creep recovery** で膨張すると同時に、補強材は縮んでいる。補強材がこのような挙動をすれば、プレロード荷重よりプレストレス荷重を低く設定することで、長期にわたる補強材の伸びひずみはほとんど起こらず、その結果、橋脚の鉛直圧縮も抑制されることが期待できる。

しかし、場合によっては、図3-3-6bのステージ13付近などに見られるように、橋脚が鉛直に **creep recovery** で膨張すると同時に、補強材も水平に伸びる現象も見られている。これは、第2章の実物大試験盛土や、後述の橋脚（P1）に対する平板載荷試験でも観察されたことである。この現象は、上記の圧縮クリープ時の挙動とともに、盛土材と補強材の相互作用が、それぞれの時間依存的な変形特性の関係が絡み合っており、非常に複雑なものであることを示唆している。

プレロード期間中のRC小橋台の傾斜計の経時変化（図3-3-8）を見ると、プレロードの載荷時と除荷時とで、2方向とも傾斜が規則的な増減を繰り返している。ところが、反力板の4角で測った沈下計の沈下を比較しても、ほぼ一緒に変位しており、このようなRC小橋台の傾斜は見られなかった。傾斜の位置は反力板の中央でなくで角の方（S02の近く）であることから、プレロードで反力板の4角が下向きに引っ張られて、反力板が反り返っているのではないかと考えた。すなわち、傾斜計の位置だけの変動を見れば、プレロードの載荷時は反力板の端の方（I01は負、I02は正）へ、除荷してプレストレス状態の時は反力板の中央へ傾斜して見える。

これを確かめるために、7日目のプレロード中のステージ12～14で、全荷重の除荷・再載荷を行ったときに、反力板の上に I02 の方向に長さ 4m の計測棒（鋼棒）を渡して両端で点接触で支え、その中央に変位計を付けて反力板上面との距離の変化（たわみ量）を計測した。そのときの計測系と傾斜計 I02 の値の変化を図3-3-9に示す。この図には、弾性論（反力板は単純梁、タイロッドの張力に対して反力板下面に一樣な分布荷重を受けると仮定）から求めた傾斜計位置（計測棒の支点付近）での傾斜 I と中央のたわみ dx との関係式

$$dx = \frac{5}{8} L \times \tan(I) \quad \text{ただし、} I \text{ は、傾斜計 I02 の出力、} 2L \text{ は鋼棒の長さ}$$

に、I02 の値を代入して求めた変位量を併せてプロットした。理論値と実測値は良く合っており、この仮説を裏付けている。

さらに、プレストレス状態（3～5、10～13日目、13日目以降）でのタイロッドの張力、沈下量、土圧、傾斜量が、1日周期で変動している（図3-3-3）。これも、反力板の変形のためかも知れない。すなわち、昼間は日光によって反力板の上面が暖められて膨張し、反力板が反り返る。昼間に張力は減少し、傾斜計は反力板の端の方に傾斜し、土圧は中央部（P01）より端の方（P02）に応力が集中し、反力板の4角で測った沈下は増えている。

3-4 壁面工の打設

プレロード最終日(13日目)に、所定の初期プレストレス荷重でナットを締めてから、盛土はプレストレス状態で放置された。途中、プレロード開始20日目に、壁面工を打設した。

各計測値の挙動は、長期挙動の節に示すが、壁面工までのおよそ1週間は、どの計測値もほぼ一定で、変化が少ない。ただし、前述の温度変化による1日周期の変化は起きている。

盛土内部の温度は、壁面の近くの計測点(H1,4,5,6)が、壁面工打設から5日ほど上昇した(長期挙動の節の図3-6-1参照)。これは、コンクリートの水和熱のためだろう。壁面近くの補強材のひずみにも、この熱の影響が大きく現れている。

3-5 桁の架設

1996年9月30日~10月1日(プレロード開始から25~26日目)に2連の桁を架設した。桁の設計荷重は1連につき197kN(20.1tf)となっていたが、クレーンの荷重計の値では211kN(21.5tf)程度だった。各桁は、それぞれ片方の支点で水平の拘束を切っているため、桁の温度膨張などによる橋脚・橋台への水平力はかからない。

初めに(30日午前)、予め組み立てておいた1連目の桁を、橋脚P1~橋台A1間にクレーンで載せた。その後、もう一度桁を持ち上げて、またすぐにもとの場所に載せた。すなわち、1連目は桁の全重量が一度に載荷された。

次に、30日午後~1日にかけて、2連目の桁を、橋脚P1~橋台A2間に部品ごとに載せて、橋脚・橋台の上で組み立てた。従って、2連目は、2日かけて(昼間のみ)徐々に荷重をかけた。

このときのタイロッドの張力、土圧、橋脚(P1)と橋台(A2)の圧縮量の変化を図4-5-1に示す。

合計211kN(21.5tf)の載荷に伴って、タイロッドの張力は15.7kN(1.6tf)減少し、土圧(P1)は4.9kPa(0.05kgf/cm²)増加している。プレロード期間中の計測では、反力板にかけられた荷重(タイロッドの張力)と土圧増加との比は30m²だったから、この土圧の増加4.9kPaは、補強土の圧縮力の増加147kN(15tf)に相当する。PL・PS補強土工法の原理によると、プレストレス状態で荷重Pcがかかったとき、タイロッドの張力の減少ΔTと補強土の圧縮力の増加ΔCとの間に、釣り合い関係Pc=ΔT+ΔCが保たれるが、実測はΔT+ΔC=162.7kNであり、土圧の増加の方がやや少ない。これは、RCの壁面工が圧縮荷重の一部を支えているからだろう。

図3-5-1に示されるように、変位計による沈下量の変化を見ると、橋脚は載荷直後に反力板が浮き上がってから急激に沈下し(S1~4)、その後の載荷に対してはほとんど変化しないという奇妙な結果になった。4本の変位計のデータがほぼ同時に同じ動きをしていることから、個別の変位計の異常ではなさそうだが、原因は分からない。

そこで、タイロッドの張力の変化を利用して、沈下量を推定した(図3-5-1c)。プレストレス状態では、タイロッドの伸びと沈下量の変化には1対1の関係があるはずである。そこで、最後にナ

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

ットを締めてプレストレス状態にしてから、供用が終了するまでの4年間、および、供用終了後の鉛直載荷試験（後述）で得られた、タイロッドの張力と沈下量との変化の比を求めると、150kN/mmとなった。この比は、タイロッドの材料（鉄）ヤング率から求めたバネ係数（ヤング率 2.1×10^5 MPa、断面積 $956.6\text{mm}^2 \times 4$ 本、長さ 3.2m より、バネ定数 250kN/mm ）より小さくなっているが、タイロッドをナットで固定する機構に多少変形する部分があるからだろう。桁架設によって、タイロッド張力は約 15kN 低下したので、これを 150kN/mm で割って推定した圧縮量は、 0.1mm 程度である。

一方、橋台（A2）の荷重 105kN に対する沈下量は、変位計による測定によれば 0.5mm であり、橋脚の5倍である。荷重が2倍違うので、剛性は10倍近い差があることになり、プレロード、プレストレスによって剛性が改善されたことが確認できる。また、後述の列車通過時の挙動から求めた橋脚（P1）と橋台（A2）の剛性の比も約10倍の差が出ており、桁荷重による挙動との整合がとれている。

補強材のひずみと傾斜計の傾斜には、桁荷重の荷重に伴う変化はほとんどなかった。

3-6 長期の変動

プレロード開始時から、供用期間、供用後の載荷試験までの、橋脚（P1）のタイロッド張力と圧縮量、橋台（A2）の圧縮量の長期計測結果は、図3-3-1に示したとおりである。同様に、橋脚内部と外気の温度、橋脚底部での鉛直土圧、橋脚の補強材のひずみ量（2方向の各平均値）、橋脚のRC小橋台の傾斜角の長期計測結果を、それぞれ図3-6-1～4に示す。

3-6-1 供用開始前の挙動

橋脚（P1）の桁のタイロッドの張力、圧縮量は、桁架設後は変化が無く、安定していた（図3-3-1）。一方、プレロードもプレストレスもかけていない橋台（A2）は、供用開始前の約10ヶ月間で約 3mm 圧縮し、止まる様子もなかった。これは自重と桁荷重によるクリープ沈下である。これとほぼ同じ密度で締め固められた橋脚との比較から、橋脚にPL・PS工法を適用したことによって、一定荷重の荷重によるクリープ変形に対する剛性が著しく向上したといえる。

盛土内部の温度は、盛土内でほぼ一様である（図3-6-1）。盛土建設時とプレロード期間には、建設時の直射日光で暖まった土が埋められたために、気温より橋脚内部の方が高温だったが、時間がたつにつれて冷却され、気温と橋脚内部の温度はほぼ一致するようになった。

RC壁面工打設時に壁面近くの温度が情報しているのは、前述のとおりである。

盛土底面の鉛直土圧も、温度変化に同期した変動がかなり大きいものの、一定の幅で変動している。温度の低い時期に土圧が減少しているが、これは、タイロッドの張力が温度の低い時期に増加しているのと矛盾する。土の受ける圧縮力は、天端への上載荷重、自重、タイロッドの張力およびコンクリート壁面の内部応力の合計であるが、上載荷重と自重は一定なので、壁面の応力が代わらなければ、タイロッドの張力が増えれば土圧も増えるはずである。この点からは、温度変化に伴う測定値の変動

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

は、実際の値が変化しているのではなく、計測装置が温度の影響を受けている可能性が高い。

また、P01（盛土中央部）とP02（盛土端のタイロッドのそば）を比較すると、プレロード荷重から除荷してプレストレス状態にした初めは、土圧は盛土中央に集中しているが、時間が経過するに従って、タイロッドに近い部分に土圧分布が移動している。

補強材のひずみは、ほぼ一定で安定している。ただし、このデータは温度による変動成分を消去するように補正されているが、同じ温度条件で比べたときに、10カ月前と同じ程度のひずみ量になっていることから、やはり、補強材の長期的な伸びひずみは生じていないといえる。

反力板の傾斜は、ほぼ一定で、温度変化も少ない（図3-6-4）。I02（線路に直交する方向）の値は、わずかに増えている。前述の通り、傾斜計の位置は反力板の中央でないために、この変化には、反力板の傾斜だけでなく、反力板の曲げ変形も含まれている。従って、I02の増加は、反力板が本当に傾斜しているか、または、反力板が両側が下がる方向に曲げ変形しているかのどちらかである。

3-6-2 供用開始後の挙動

1997年7月19日に、馬出橋梁の試験走行が行われた。重量637kNの機関車が6回にわたって通過した。これによる橋脚（P1）の残留圧縮は0.02mm、橋台（A2）は0.52mmであった。

その後、1997年8月3日に、営業走行が開始された。これ以降、2001年3月まで約3年半にわたって、1日に124本の列車が通過した。従って、約3年半の間に、16万回以上の列車が通過した。各列車は1～6両編成で、各車両の重量が300～400kN程度で、車両の長さが桁1連分にはほぼ等しいので、橋脚（P1）にかかる列車荷重は衝撃荷重を除いて300～400kN程度、橋台（A2）にかかる列車荷重はその半分程度と推定される。

図3-3-1から橋脚（P1）の長期的な圧縮速度を読みとると、年周期の温度変化に伴う変動があるものの、平均的には0.25mm/year（ひずみ速度にすると0.02%/year）であり、3年半の供用期間中には問題にならない程度に収まっている。また、これに対応して、タイロッド張力の減少速度も51kN/yearで、1年あたり初期プレストレス荷重の10%程度であった。また、これらの速度は供用開始前の自重と桁荷重だけがかかっていた期間に比べても、目立った差はない。圧縮変形の手がかりが同じであっても、第1章で述べたような柔らかいタイロッド、あるいはバネやラチェット機構を用いた締結具を用いることで、プレストレスの低下をさらに小さくすることが可能である。

一方、プレロード、プレストレスをかけていない橋台（A2）は、供用開始前にもクリープ圧縮が起きていたが、供用開始直後から急激に残留圧縮が進行した。供用開始直後1週間の平均圧縮速度は0.3mm/dayであった。その後も減速しつつも圧縮変形は継続し、供用終了時点で15mmにおよび、その時点でも止まる様子がなかった。

両者の供用開始後の挙動の差は、PL・PS工法が補強盛土の繰返し荷重による残留圧縮を非常に効果的に抑制するものであることを示している。

また、1997年7月下旬と、1999年6月29日(1027日目)の2回にわたって、福岡市で集中豪雨があり、河川の氾濫によって、橋脚の盛土部の高さ2.4mのうち約0.9mが水没した。橋脚周囲のR

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

C壁面工には水抜きパイプが設けられているため、橋脚盛土の内部の浸水したと思われる。建設時には比較的乾燥した粒度調整砕石を用いたため、高いプレストレスで圧縮された状態で水浸を受けるとコラプス現象でプレストレスが抜けることも考えられたが、実際には橋脚の圧縮量、タイロッド張力ともまったく変化がなかった。これは、盛土材が十分に締め固められていたためだろう。一般に、コラプス減少は密な地盤では起こらないことが分かっている。

温度の測定値に関しては、盛土全体が外気温とほぼ同じ均一な温度になって年周期の変動をしている。ただし、外気温は日周期でも大きく変動しているのに対して、盛土内部の温度は日周期の変動がほとんど見られない。このことから、盛土内は数日間で均一な温度になる程度の熱伝導度を持っていたと考えられる。

橋脚底面での鉛直土圧については、温度の影響で年周期の変動がかなり出ているが、平均的に見ると大きな変化はない。詳しく見るならば、盛土中央の土圧(P01)が若干減少し、両端のタイロッド付近の土圧(P02)が増加する傾向がある。この原因は不明である。

また、1999年6月の洪水で盛土内が浸水してからは、土圧計P01の計測値が大きくドリフトしている。これは浸水による計測器のトラブルだと思われる。

橋脚の補強材の伸びひずみに関しては、供用期間中の変化はきわめて小さく、平均すれば、線路に並行な方向では0.0036%/year、線路直交方向では0.0061%/yearであった。橋脚の鉛直圧縮速度が、ひずみにして約3倍の0.02%/year程度であったことを考えると、水平ひずみ速度として妥当な値だといえる。また、プレロード時に、橋脚に加えた鉛直荷重を減少させた後の荷重保持過程で、橋脚のクリープ変形が抑制され、補強材の伸びひずみが抑制される、あるいは補強材が収縮する傾向があるという現象を観察したが、その結果とも合致する。

また、供用後の載荷試験を含む全過程を通じて、補強材の最大の伸びひずみは0.2%で、まったく問題のない値に収まっている。これは補強材量が多すぎる過剰設計とも解釈できるが、補強材が十分に入っていないければ、大きなプレロード荷重を加えて盛土の変形特性を十分に改善することができなかったことも事実である。すなわちこの場合、補強材は、列車荷重による変形を直接拘束するためだけのものではなくて、建設時に十分な荷重でプレロードを行うことが可能にすることで、間接的に変形の抑制に寄与するとも解釈できる。適切な補強材量の決定には、さらに研究が必要だろう。

橋脚のRC小橋台の傾斜に関しては、供用終了までほとんど変動していない。

3-7 列車通過時の挙動

供用開始直後の1997年8月3日と、約2年経過後の1999年7月16日に、列車通過時の挙動を計測した。高速のAD変換ボードとパソコンを用いて、各列車通過の前後15秒程度にわたって、毎秒500点の速さでサンプリングした。

図3-7-1～2にそれぞれの計測結果の1例を示す。これらの図では、各列車が通過する直前の値を基準に、その変化量を示している。これらを含めて、1999年には合わせて15本、また1997年には21本の列車通過時の計測を行った。

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

いずれの計測でも、橋脚（P1）は列車荷重によって最大 0.02～0.03 mm 圧縮され、列車通過後はもとの値にほとんど完全に回復している。橋脚の最大圧縮量はひずみにすると 0.001 % 程度であり、微少なものである。一般に礫材を含む多くの地盤材料で、0.001 % 程度のひずみ振幅での変形は、ほぼ弾性的であることを示した室内実験結果があることから、この小さいひずみ量は、供用開始後の橋脚の残留変形が非常に小さいことにも合致する。

一方、橋台（A2）は、列車荷重は橋脚の約半分であるが、橋脚の約 10 倍の 0.2～0.3 mm 程度圧縮している。このひずみ振幅では、非可逆な残留変形が生じるため、その残留圧縮が累積して、供用開始後の急速な圧縮変形をもたらしたと考えられる。実際、供用開始時の計測（図3-7-1）では、橋台には明らかに残留ひずみが生じている。

両者の比較から、PL・PS工法で橋脚の列車荷重に対する剛性が 20 倍近く高くなっており、その変形を効果的に抑制できたことが確認できる。また、上記の考察から、盛土にかかる繰返し荷重振幅に対して、0.001 % 程度のひずみレベルに抑えられるようなプレロード、プレストレスの大きさや補強盛土の仕様を定めることで、長期的な変形性能を含めた設計を行うことができる可能性を示唆している。

また、橋脚のタイロッド張力も、鉛直圧縮に対応して最大 8 ～ 15 kN 減少しているが、列車通過後にはほぼ完全に弾的に元の値に戻っている。第1章のPL・PS工法の原理として挙げたとおり、列車通過時に橋脚盛土にかかる荷重は、列車荷重よりこの分だけ軽減されているはずである。しかし、列車荷重が 400 kN 程度と推定されるのに比べれば、その比率は小さく、タイロッド張力の減少による荷重負担の軽減効果はあまり大きくない。これは、鉛直載荷試験の節でも述べるように、盛土に対してタイロッドが非常に柔らかいことが原因である。

列車荷重による補強材の伸びひずみは最大で 0.005 % 程度であり非常に小さい。盛土の鉛直ひずみが 0.001% 程度であったことと比べると、補強材の伸びひずみの方が大きくなってしまっているが、これは測定精度による原因もあるだろう。いずれにしても、補強材張力が増加することで盛土材への水平拘束圧が増加して鉛直圧縮変形を抑制する効果は、ほとんど無いと考えてよい。補強材は、列車荷重による変形を直接拘束するものではなくて、建設時に十分な荷重でプレロードを行うことが可能にすることで、間接的に変形の抑制に寄与するとも解釈できる。

また、供用開始直後と供用2年目とで、列車通過時の挙動がほとんど変わらないということも、橋脚の長期安定性を示している。さらに詳しい比較を行うために、タイロッド張力、橋脚と橋台の圧縮量、底面土圧について、それぞれ列車通過時の変化の最大値をとって、その関係を図4-7-3～9に示した。

図3-7-3は、橋脚（P1）と橋台（A2）の圧縮量の最大値を比較したものであり、PL・PSをかけない橋台の方が、PL・PS橋脚より約 10 倍圧縮している。1997年でも1999年でもこの比率はほとんど変わらない。橋台、橋脚とも圧縮量は2倍程度のバラツキがあるが、これは列車の編成が1両から6両まであり、桁にかかる荷重が異なるためだと思われる。

図3-7-4は、タイロッド張力の減少量と、橋脚の圧縮量の比較である。この比率は、タイロッドのバネ定数と解釈できるが、必ずしも原点を通る比例の関係にはなく、線形バネにはなっていない。この原因として、変位量が微小であるための誤差の他、タイロッド（PC鋼棒）にはもともとたわみがあって、これが張力で引き伸ばされた状態になっているであろうこと、また、タイロッド下端のア

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

ンカー一部分や上端の締結部に緩みや遊びがありうることなどが考えられる。また供用開始2年後の1999年の方が、供用開始直後の1997年よりもタイロッドの剛性が高くなっているが、その原因は分からない。

図3-7-5は、盛土底面の土圧の変化量を、盛土中央部(P01)と盛土端部のタイロッド付近(P02)とで比較したものである。互いにほぼ比例する関係になっているが、その値は等しくなく、タイロッド付近の土圧変化が中央部より大きい。また2年経過後の1999年は、さらにその差が広がっている。長期計測の結果(図3-6-2)でも、中央部の土圧がタイロッド付近よりも速く減少していることと合わせて考えると、セメント改良によって形成した厚さ1mの下部反力板が、2年間の間に若干軟化している可能性がある。

図3-7-6~9は、橋脚盛土底面の土圧(P01およびP02)の変化と、橋脚・橋台の圧縮量とを、それぞれ比較している。橋脚に関しては、盛土にかかる荷重の増加量と圧縮量とを比較しているので、この比率が盛土の剛性に相当する。全データを平均して比率を求めると、P01とP02とで異なるが、平均すると300kPa/mm前後となる。盛土高さ2400mmより、剛性は720MPa前後となる。この値は、第4章で述べる盛土材を用いた三軸圧縮試験から得られた値に近い。

また、橋台の盛土内部の土圧は直接測定していないが、橋台にかかる列車荷重は橋脚の約半分と推定され、橋脚の底面土圧の1/2が列車荷重の大きさを表す指標と考えられるので、図3-7-6~7では、橋台の圧縮量に関しては、橋脚の土圧計の変化量の1/2に対してプロットしてある。

前述のとおり、橋脚は橋台に比べて剛性が20倍程度高い。また、供用開始直後の1997年に比べて、2年経過した1999年は、橋脚・橋台とも剛性が若干高くなっていることが分かる。

3-8 平板載荷試験と密度試験

橋脚(P1)の盛土が反力板底面のレベル(高さ2.4m)まで完成した時点(RC反力板を施工する前)で、天端で平板載荷試験を行った。また、橋脚と橋台(A2)の両方において、供用期間が終わり、鉛直・水平の載荷試験を行った後、解体するときにも、高さ2.1mおよび1.2mの面まで盛土を取り除いて、平板載荷試験および砂置換法による密度測定を行った。

図3-8-1にあるように、橋脚の平板載荷試験ではタイロッドに30cm角のH鋼をわたしたものを、橋台においては重機のボディを反力梁として用いた。また、解体時の試験においては、試験する面を乱さないために、補強材の上面まで手作業で盛土材を取り除き、補強材を静かに切断してはがす方法で解体作業を行った(図3-8-2)。

載荷板は直径30cmの剛な鋼製円板であり、盛土上面との不陸を防ぐために豊浦砂を撒いてその上に置いた。沈下板の変位は、4個の変位計で測定して載荷板の異常な傾斜を監視すると同時に、平均値を沈下量とした。

載荷パターンは、一定の荷重でのクリープ変形をさせながら、段階的な載荷・除荷を繰り返した(図3-8-3)。計測の計測は1分間隔とし、最大荷重を段階的に増やししながら、100kPa単位で荷重を増減し、原則として各ステップで10分間、最大荷重時には30分間の荷重保持を行った。ただし、各荷重ステップで3分間連続して沈下が進行しない場合は、次のステップに進むこととした。実際には、プレロード前の天端での平板載荷試験だけが載荷時間が若干短くなったが、解体時の試験では橋

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

台、橋脚ともほぼ同じ載荷手順となった。また、除荷時には荷重一定でも creep recovery でゆっくりリバウンドしてくるので、できるだけ一定の荷重を保つように調整した。

プレロード前の天端での平板載荷試験では、約 588 kPa (6 kgf/cm²) の載荷に対して、沈下量は約 6 mm だった (図3-8-4)。荷重と沈下量との関係は、各荷重段階の初期載荷時の沈下量と荷重の関係が直線に近いが、高荷重域でやや上に凸になっている。十分な締め固めや載荷履歴によって盛土材の弾性変形が卓越する状態であれば、この曲線が下に凸になることもありうるが、この計測結果から見ると、それほどよい締め固め状態ともいえない。一方、除荷・載荷時の曲線は、いずれも下に凸になっていて、弾性変形が卓越している。また、供用終了後の、解体時の橋脚の平板載荷試験結果では、初期載荷時の荷重沈下曲線は明確に下に凸であり、弾性変形がより卓越していることが分かる。

クリープ変形に伴う載荷板の沈下量を見ると、各段階の載荷直後の荷重保持載荷では、時間の経過に伴って沈下が進行している。一方、除荷開始直後の荷重保持載荷においては沈下量はほぼ一定だが、荷重レベルが下がるとわずかに減少して (膨張して) いる。

図3-8-5～6には、盛土解体時の橋脚と橋台の平板載荷試験の荷重沈下曲線を示している。これらについては、比較のために、橋脚のプレロード前の平板載荷試験の結果 (図3-8-4) を点線で重ねて表示した。

橋脚においては、供用終了後の方が盛土の剛性が高い傾向にあり、特に高荷重域でその変化が顕著に現れている。平板載荷試験の最大荷重 600 kPa に比べて、それまでに盛土材にかかった応力履歴は、プレロード荷重は 200kPa 程度、列車荷重も 50kPa 程度で、はるかに低い。それにもかかわらず、高荷重域でも剛性の差が出ていることは、低荷重であっても、長期間プレストレスや多数回の繰り返し列車荷重がかかり続けたことが、盛土材の高荷重域での変形特性に影響を及ぼしたのかも知れない。

低荷重域での荷重保持載荷や繰り返し載荷が、もっと高い荷重域での変形特性に影響を及ぼすものかどうかは、地盤工学的にも未知の問題である。

一方、橋台においては、供用開始前のデータが無いので、長期間の交通荷重の影響を評価することはできない。そのため、橋脚のプレロード前の試験結果を重ねた。補強材の間隔が異なる他は、締め固め密度などの条件は橋脚とほぼ同じであるが、橋台の供用終了後の方が若干であるが軟らかい傾向にある。しかし、300kPa 以下の低荷重域では、橋台の供用終了後の方が、橋脚のプレロード前よりも若干堅い傾向にある。これは、長期間の列車の繰り返し荷重による影響ではないかと考えられる。

なお、橋台の高さ 1.2 m での試験は、非常に大きな沈下がでる結果となってしまったが、この原因は分からない。密度のばらつきや試験前に雨が降ったことによる含水比の変化も考えられるが、載荷試験位置の近くで測定した密度、含水比は、他の試験位置と余り変わらない。

また、図3-8-7～8は、プレロード前の天端での平板載荷試験で、載荷板の真下の深さ 60cm に位置する E01、および 150 cm に位置する E17 で測定された補強材の伸びひずみを、荷重および載荷板の沈下量に対してプロットしたものである。E01 は補強材の伸び変形が見られるが、E17 での補強材の変形はきわめて小さく、載荷板の直径 30 cm に対して少なくとも2倍程度の深さまで応力が伝わっていることが分かる。補強材は、荷重に対応して載荷時には伸び、除荷時には縮んでいる。しかし、補強材の伸びと沈下の関係を見ると (図3-8-8)、荷重が増加して盛土が鉛直に圧縮するとき (A) は補強材も伸びているが、その直後のクリープ (B) では盛土の圧縮が進行しているにも関わらず補強材が縮んでいる。逆に、荷重を除荷して盛土が膨張しているとき (C) は補強材も縮んでいるが、除荷の直後の荷重保持 (D) では沈下が回復しているにも関わらず補強材が伸びている。

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

これらは、橋脚のプレロード時や、第2章の実物大模型実験でも観察された現象で、盛土材と補強材の時間依存性を含めた複雑な相互作用を示唆している。

解体時の平板載荷試験では、同時に砂置換法による密度測定を行った。その結果は以下の通りである。密度は、ばらつきが見られるものの、 $1.9 \sim 2.2 \text{ g/cm}^3$ 程度で、橋脚、橋台とも同程度である。土粒子密度は 2.69 g/cm^3 程度であったので、間隙比は $0.22 \sim 0.42$ に相当する。また、最適含水比 (3.7%)における標準的な締め固め試験 (エネルギー $3 \times 10^6 \text{ mN/m}^3$)での最大乾燥密度 (2.38 g/cm^3)に対して、80~91%の締め固め度に相当する。

ただし、含水比は建設時のものではなく、建設時にはもっと乾燥した状態で締め固められていた。また、測定面を開けてから測定までに降雨があったため、シートをかぶせて防水したものの、供用時の含水比に比べて高い値が得られている可能性もある。

橋脚 (P1)

高さ2. 1 m	乾燥密度 $\rho_d = 2.172 \text{ g/cm}^3$	含水比 $w = 4.7 \%$
高さ1. 2 m	乾燥密度 $\rho_d = 1.907 \text{ g/cm}^3$	含水比 $w = 4.9 \%$

橋台 (A2)

高さ2. 1 m	乾燥密度 $\rho_d = 2.185 \text{ g/cm}^3$	含水比 $w = 3.9 \%$
高さ1. 2 m	乾燥密度 $\rho_d = 2.080 \text{ g/cm}^3$	含水比 $w = 4.4 \%$

3-9 鉛直載荷試験

2001年3月に供用終了し、6月に桁を撤去した後、2001年6月29日~7月6日 (Test PS1) および11月19日~11月22日 (Test PS2) の2回にわたって、橋脚 (P1) への鉛直載荷試験を行った。橋脚への鉛直載荷は、プレロード時と合わせて3回実施したことになり、以下はそれらの比較も含めて記述する。

3-9-1 載荷手順 (載荷試験PS1)

鉛直載荷試験PS1は、2001年6月29日~7月6日にかけて、後述の水平載荷試験の直後に行った。プレロード時の鉛直載荷では、補強盛土の天端にRC小橋台が設置されているだけで、橋脚周囲のRC壁面工は存在しなかったが、鉛直載荷PS1では、図3-9-1に示すように橋脚周囲にRC壁面工がある。さらに、RC壁面工とRC小橋台との間には厚さ30cmの無筋のコンクリートが流し込んである。ただし、図3-9-1の(A)に示したようにRC小橋台の周囲にはゴムの目地が貼ってあるため、RC小橋台にかかる荷重は直接RC壁面工に伝わるわけではなく、荷重の大部分は盛土部分の天端で直接受けていたと思われる。しかし、荷重の一部は、盛土を介してRC壁面工に伝わり、その分盛土のが受ける荷重が軽減されていた可能性はある。なお、図3-9-1の(B)は次の鉛直載荷試験PS2のために行った作業であり、次節で詳しく述べる。

鉛直載荷試験PS1のときに、RC小橋台にかかった荷重 (タイロッド張力) と圧縮変形の履歴、

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

およびその関係を図3-9-2～3に示す。

ただし、繰り返し載荷時の計測について、原則として最初と最後の1サイクルだけは荷重を細かく変えながら計測し、他は最大荷重で1点、最小荷重で1点を計測した。したがって、図3-10-3の繰り返し載荷の部分の多くは、最大荷重の点と最小荷重の点とが直線で結ばれているが、これは1サイクルの荷重圧縮曲線の実際のヒステリシスを示している訳ではない。

ジャッキの荷重を変化させて、1回計測するのに約30秒かかるため、繰り返し載荷は、1サイクルあたり約1分間かかっている。

鉛直載荷試験PS1の載荷手順は、以下の通りである。

- 1) (Step 1) 載荷試験開始時に残留していたプレストレス (ステージ19) は約 800 kN であった。供用時から引き続き、タイロッドの上端はナットでRC小橋台に剛結されている。まず、荷重振幅を 120 kN から 1180 kN まで段階的に増やしながらか、載荷・除荷を繰り返した (ステージ a)。次に、2000 kN まで載荷し、14 時間荷重保持した (ステージ b)。次に、荷重を 2400 kN まで載荷して、ジャッキの変位を固定して1日間放置した (ステージ c)。最後に、荷重を 900 kN まで除荷して、再びジャッキの変位を固定して1日放置した。
- 2) (Step 2) 応力振幅 300 kN で 50 回 (ステージ e1)、振幅 400 kN で 70 回 (ステージ e2) の繰り返し載荷を行った。次にジャッキの荷重を 0 ～ 2350 kN の振幅で 120 回繰り返し載荷を行った。ただし、下記に述べるように、タイロッドとRC小橋台とを固定するナット (図3-1-6参照) のために、ジャッキの荷重を 0 kN にしても、タイロッド張力は橋脚の圧縮に応じた量だけ減少したが、大部分は残った。
- 3) (Step 3) タイロッドとRC小橋台を固定するナットを外した。荷重を 400 kN まで除荷した後、荷重振幅 400 kN で 50 回の繰り返し載荷を行った (ステージ f1)。次に、ジャッキの変位を固定して 15 時間放置し、荷重振幅 400 kN で 70 回の繰り返し載荷を行った (ステージ f2)。次に、荷重を 0 kN まで除荷し、荷重振幅 400 kN で 120 回の繰り返し載荷を行った (ステージ g)。その後、荷重 0 kN のまま 18 時間放置した (ステージ h)。次に、2350 kN まで荷重を増加させながら、途中の 400 kN、800 kN、1950 kN から振幅 400 kN で 120 回の繰り返し載荷を行った (ステージ i1～i3)。再び荷重を 0 kN まで除荷して 18 時間放置し (ステージ j)、荷重振幅 400 kN で 120 回の繰り返し載荷を行った (ステージ k)。その後、荷重 0 kN の状態で、次の載荷試験PS2まで約4ヶ月半放置した。

上記において、Step 1 と Step 2 では、タイロッドとRC小橋台とを固定するナットがついたままなので、タイロッド張力 (すなわちRC小橋台への荷重) は、タイロッド張力と盛土への圧縮力とが釣り合う荷重以下に下がることができない。図3-10-4は、上記ステージ e3 において、ジャッキの荷重とタイロッドの張力の関係をプロットしたものである。ジャッキの荷重が初期のタイロッド応力である約 800 kN より低いときには、ナットがRC小橋台にかかるためにタイロッド張力はかなり一定に保たれる。ジャッキの荷重が 800 kN を越えると、ナットがRC小橋台がから浮き上がり、タイロッド張力とジャッキの力は等しくなる。上記の載荷手順においては、Step 1、Step 2 ではステージ e3 を除いて、ジャッキの荷重は 800 kN より高い状態になっており、ジャッキにかけた荷重がそのままタイロッド張力、したがってRC小橋台にかかる荷重となる。

また、ジャッキの変位を固定するとは、油圧ジャッキのオイルのバルブを閉めて変位を拘束することである。この場合、橋脚の圧縮量はほぼ一定に保たれるが、荷重 (タイロッド張力) は変化しうる。

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

その場合はジャッキのシリンダ内の油圧も変化している。

3-9-2 載荷手順（載荷試験PS2）

鉛直載荷試験PS2は、2001年11月19日～11月22日にかけて行った。この試験では、橋脚周囲のRC壁面工の影響をなるべく小さくするために、図3-9-1の(B)に示したようにRC壁面工にコンクリートカッターで幅5mm程度のスリットを入れた。橋脚の載荷による全圧縮量は5mmより小さく、橋脚が圧縮されてもこのスリットが閉じることはなかった。

鉛直載荷試験PS2の載荷手順は、以下の通りである。このときのRC小橋台にかかった荷重（タイロッド張力）と圧縮変形の履歴、およびその関係を図3-9-5～6に示す。

ただし、載荷試験PS1と同様に、原則として最初と最後の1サイクルだけは荷重を細かく変えながら計測し、他は最大荷重で1点、最小荷重で1点を計測した。したがって、図3-9-3と同じく、図3-9-6の繰り返し載荷の部分の多くは、最大荷重の点と最小荷重の点とが直線で結ばれているが、これは1サイクルの荷重圧縮曲線の実際のヒステリシスを示している訳ではない。

- 1) 荷重振幅 2350 kN で10回の繰り返し載荷を行った（ステージm1）。次に、荷重を 850 kN に除荷し、ステージaと同様に、荷重振幅を 120 kN から 1180 kN まで段階的に増やししながら、載荷・除荷を繰り返した（ステージm2）。
- 2) 2350 kN まで載荷して、ジャッキの変位を固定し、17時間放置した（ステージn）。その後、荷重を 2350 kN と 0 kN との間で除荷・再載荷しながら、途中の 2350 kN、880 kN、0 kN、880 kN、2350 kN でそれぞれ 40～100 分間の荷重保持載荷を行った（ステージo；各荷重保持がo1～o5）。
- 3) 1950 kN～2350 kN の間で、荷重振幅 400 kN の繰り返し載荷を 120 回行った（ステージp）。その後、荷重 2350 kN でジャッキの変位を固定し、17時間放置した（ステージq）。
- 4) 800 kN まで除荷して荷重振幅 400 kN の繰り返し載荷を 120 回行った（ステージr1）。次に 0 kN まで除荷して 2.5 時間放置した後、400 kN まで載荷して荷重振幅 400 kN の繰り返し載荷を 120 回行った（ステージr2）。次に 0 kN まで除荷して、荷重振幅 400 kN の繰り返し載荷を 120 回行った（ステージr3）。次に、1200 kN まで載荷してジャッキの変位を固定し、18時間放置した（ステージs）。
- 5) 800 kN～1200 kN の範囲で、荷重振幅 400 kN の繰り返し載荷を 100 回行った（ステージt）。ただし、ここまでの繰り返し載荷が、原則として1サイクルに約1分かけて連続的に行ったのに対して、ステージtでは、約1分かけて1サイクル載荷するたびに4分間荷重保持するという手順を繰り返した。
- 6) 1600 kN まで載荷して、ジャッキの変位を固定して4日間放置し（ステージu）、最後に、荷重を 0 kN まで除荷した（ステージv）。

3-9-3 鉛直载荷に対する挙動

以下、プレロード時、および、鉛直载荷試験PS1、PS2による、橋脚の挙動について考察する。

1997年、1999年に、それぞれ列車走行時の橋脚の挙動を計測した時には、橋脚は約0.02mm～0.04mm程度圧縮し、弾性的に変形が戻った(図3-7-1～2)。この結果と、今回の载荷試験PS1のステージa、PS2のステージm2とを比較する。ステージa、m2では、それぞれ120kN～1180kNの様々な荷重振幅で载荷・除荷をおこなっている。それぞれ、载荷段階での荷重振幅とその時生じた圧縮量との関係をプロットすると、図3-9-7～8の図bに示したように、荷重振幅が大きいほど割線剛性は小さくなり、非線形の関係になる。図では双曲線関数を使って近似した例を示しているが、ステージaでの初期剛性は6890kN/mm程度、ステージm2では4430kN/mm程度となる。ステージaでの初期剛性は6890kN/mmである。橋脚の盛土部分の断面積5.8m x 3.8mと高さ2.4mから計算すると、橋脚の平均的な圧縮剛性は750MPa程度になる。この値は、また、列車通過時の盛土底面の土圧と圧縮量から求めた剛性(計測の精度からおおざっぱな数値ではあるが、720MPa程度)に近い。

また、橋脚(P1)の盛土材を用いた三軸圧縮試験から得られた等価ヤング率(第4章4-1-5節、図4-1-18参照)は、乾燥密度1.95g/cm³(間隙比0.38に相当)の条件で、

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon^e} = E_0 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^n$$

(但し、 $d\sigma$:応力増分、 $d\varepsilon^e$:弾性ひずみ増分、 σ =現在の圧縮応力
 $\sigma_0 = 100 \text{ kPa}$ 基準応力、
 $E_0 = 610 \text{ Mpa}$: $\sigma = \sigma_0$ の時の $d\sigma/d\varepsilon^e$ 、 $n = 0.63$:定数)

であった。盛土材の密度試験から、橋脚の盛土の間隙比は0.32程度であったことから、間隙比の補正係数 $E \propto f(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$ (Harding and Richart, 1963)で補正すると、橋脚の盛土材は $E_0 = 680 \text{ MPa}$ となる。さらに、盛土材にかかっている圧縮応力 σ の代表値として、盛土中央部での概算の応力115kPaを上式に代入すれば、等価ヤング率740MPaが得られる。これも、上記の実物の計測から得られた値に近い。

ステージm2の方が剛性が小さいのは、橋脚のRC壁面工にスリットを入れて橋脚全体の剛性が低下したことや、PS1、PS2の载荷試験の過程で、荷重を完全に除荷して数ヶ月放置するなど(ステージLなど)の履歴を加えたことで、盛土の変形特性が変化したことが原因としてあげられる。これらの効果については、以後の考察で詳しく述べる。

ステージaについては、供用終了時からほぼ一定のタイロッド張力を保った状態での载荷であるから、この挙動は橋梁期間中に列車荷重がかかったときとほぼ同じであることが期待できる。列車通過時の圧縮量が0.02mm～0.04mm程度であれば、図3-9-7bにこの圧縮量の範囲を示してあるが、この圧縮量に対応する荷重の範囲は、車両の重量から推定される400kN程度の列車荷重よりもやや小さい程度である。この差の原因として考えられることは、実際の列車は10秒程度で通過するのに対して、鉛直载荷試験では载荷除荷のサイクルに数分間かかる(計測データ1点あたり約30秒)ために、载荷速度の影響で変形が大きくなってしまおうという可能性である。この様な影響があるすれば、一般に土構造物への静的な载荷試験の結果から交通荷重などの動的な挙動を予測するときには、载荷速度などの条件の違いの影響を考慮する必要があるだろう。

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

図3-9-9の(X)は、PS1のステージe3で、タイロッドとRC小橋台を固定するナットを付けたまま、ジャッキの荷重を0～2350kNで繰り返し変化させたときの、ジャッキ荷重を除荷したときのタイロッド張力と橋脚の圧縮量の関係を示している。橋脚に残留圧縮が生じるにつれて、タイロッド張力が減少していくのだが、その関係はほぼ直線的である。また、(X)は、供用期間中に橋脚の圧縮変形につれてタイロッド張力が減少したときの関係(図3-3-2でステージ18～19)とも一致している。この傾きがタイロッドの剛性を表している。図から読みとると、150kN/mm程度となる。一方、鉄のヤング率 2.1×10^5 MPaと直径35mm x 4本、長さ3.2mであることから剛性を計算すると250kN/mm程度となる。上記の150kN/mmの値は、タイロッドのたわみや締結部の緩みなどを考えると妥当な計測値といえる。

一方、これを、上述のステージaでの橋脚(タイロッド除く)の初期剛性6890kN/mmと比べると、橋脚盛土の方がタイロッドよりも45倍程度剛性が高い。材料自体のヤング率は、盛土材よりタイロッドの鋼鉄の方が100倍以上大きい、断面積が盛土の方がタイロッドより5,000倍近く大きいため、盛土の剛性がタイロッドの剛性に対して非常に大きくなっている。

タイロッドは剛体ではなく、むしろバネのように柔らかく、橋脚が多少圧縮してもプレストレスが低下しない条件になり、プレストレスの長期維持という点では有利な条件といえる。このタイロッドは、特別のものでなく、コンクリートのプレストレス用に一般的に流通しているものである、このような設計条件を満たすことは容易である。

次に、プレロード時と、供用終了後の鉛直載荷試験時とで盛土の剛性を比較する。図3-9-10は、プレロード時、載荷試験PS1、PS2それぞれで、2350kNの大荷重の載荷・除荷を行った部分を抜き出して表示している。いずれも、橋脚の鉛直圧縮変形は最大でも2mm以下で、高い剛性を示している。

さらに詳細に見ると、プレロード時の除荷・再載荷の過程(ステージ12～14)では、最も大きな1.8mmの圧縮変形が生じている。また、PS1の時の載荷・除荷の過程(ステージi)では、載荷時には途中で繰り返し載荷を行っているための変形が含まれているが、除荷時のリバウンド量は1.0mmで、3者の中で最も小さい変形である。PS2の時の載荷・除荷の過程はステージm1の中の1サイクルを抜き出して表示しているが、圧縮変形の振幅は1.2mmで、他の2者の中間になる。

同様に、図3-9-11は、プレロード時、載荷試験PS1、PS2の中で800kN～2000kNの範囲で載荷・除荷を行った部分を抜き出して表示している。それぞれ、ステージ9～11、ステージaの1サイクル、ステージm2の1サイクルである。同じく、(PS1) > (PS2) > (プレロード時)の順に剛性が高い。

これらの剛性の差の原因としてまず考えられるのが、橋脚のRC壁面工の影響である。RC小橋台の周囲はゴムの目地材で縁切りされているものの、盛土天端にかかる荷重の一部は、RC壁面工に伝わって直接基礎地盤に流れている可能性がある。RC壁面工にスリットを入れて、この値らかの流れを妨害することで剛性が若干低下したことも、これに整合する。

もう一つの原因として考えられるのは、長期間のプレストレスの載荷と多数回の繰り返し交通荷重の載荷によって、盛土そのものの剛性が高くなった可能性である。供用開始直後と2年経過後の列車通過時の挙動の計測による剛性の比較(図3-7-6～9)、および、プレロード前と解体時の平板載荷試験による剛性の比較(図3-8-5～6)からも、供用終了後の剛性が高くなっていることを示

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

唆する結果が得られている。盛土材の物性として、一定荷重、あるいは繰返し荷重によって剛性が高くなる性質については、材料の要素試験などを含む詳細な研究が別途必要だろう。

図3-9-10に表示された大振幅の載荷・除荷の荷重・圧縮曲線からは、橋脚の剛性が、その時々
の荷重に大きく依存していることが読みとれる。すなわち、橋脚は高い荷重がかかっているときには高い剛性を示し、最高荷重の 2350 kN から除荷するときのリバウンドはきわめて小さい。荷重が低くなるにつれて剛性が下がり、荷重が0に近づくとき大きなリバウンドを示す。

図3-9-12に、プレロードおよび鉛直載荷試験の一連の載荷手順の中で、様々な荷重レベルで荷重振幅 400 kN の繰返し載荷を行ったときの剛性を、荷重範囲の中央値に対してプロットした。ばらつきが大きい、高い荷重がかかっているほど高い剛性を締める傾向が確認できる。ステージ i3 は圧縮変形の振幅が計測の精度より小さく、異常に高い値になっている。

これらの挙動は、プレストレス荷重をできるだけ高い値に保つことが、補強土の高い剛性を得るために有効であることを示している。さらに、列車通過時の挙動の節で示したように、1回の列車通過時の圧縮ひずみ振幅が十分小さければ、弾性変形の範囲内に納め、残留変形の累積を避けることができるので、高いプレストレスを保つことで盛土の長期的な残留変形を防ぐ効果も得られる。

プレロード終了時（ステージ18）の総圧縮量は 7.5 mm だったのに対して、供用終了時までの総圧縮量は 8.0 mm、鉛直載荷試験終了後までの総圧縮量は、荷重レベルが異なるが、8.4 mm である。この橋脚の全課程を通して、圧縮変形のほとんどがプレロード期間中に生じたものであり、プレロード時の挙動の節で述べたように、その圧縮のかなりの部分が荷重保持条件下でのクリープ変形によるものである。粒度調整砕石のような非粘着性の盛土材であっても、クリープを含む時間依存的な変形特性が重要な役割を占めている。

供用期間中、約 900 kN のプレストレス荷重下で、多数回の列車荷重がかかる条件での圧縮速度は、年周期の変動を平均化すると、わずかに 0.5 mm/year であった。これに比べると、供用終了後の載荷試験で、より高い荷重をかけたときの圧縮速度は、かなり大きい。たとえば、ステージ b では、2000 kN の荷重を 14 時間保持しているときのクリープ圧縮が 0.03 mm だった。また、ステージ c では、2350 kN で1日荷重保持したときのクリープ圧縮が、供用時のように繰返し荷重がかかっていないにもかかわらず 0.2 mm にも及んだ。橋台（A2）の供用開始直後1週間の圧縮速度 0.3 mm/day に近い値であり、この状態が数年間続けば、橋台と同じく大きな圧縮変形が生じたことが推測できる。

一方、高い荷重から除荷した直後に一定の荷重を保った場合には、橋脚は時間の経過とともに鉛直方向に膨張する傾向がある。プレロードのステージ2～3、6～7、16からのプレストレス状態などでは、タイロッド上端がRC小橋台にナットで固定されているにもかかわらず、盛土がRC小橋台を押し上げ、タイロッドを引き延ばしながら膨潤している。また、鉛直載荷試験ではPS1のステージ d、f、g、j やPS2のステージ o2（図3-9-13に拡大図）などで、その傾向がはっきり確認できる。しかし、ステージ o2 と同じ荷重レベルでも、完全に除荷してから再載荷してきた直後の荷重保持条件（ステージ o4）では、橋脚は圧縮する方向にクリープ変形している。

これらの挙動は、以下のようにまとめられる。

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

- 1) 一般に、高い荷重を保持するほど、クリープ圧縮変形は大きくなる。
- 2) 低荷重の状態から荷重を増やした直後に荷重保持状態にはいると、圧縮する方向に変形が進む。
- 3) 高荷重の状態から荷重を減らした直後に荷重保持状態にはいると、膨張する方向に変形が進む。
これは、盛土材の **creep recovery** の性質として理解できる。

また、繰返し載荷時の残留変形の進行についても、直前の載荷履歴によって傾向が変化する。図3-9-14は、ステージ f1 と f2 の繰返し載荷時の挙動を拡大して表示している。ともに、同じ荷重レベルでの繰返し載荷であるが、ステージ f1 は高荷重状態から除荷した直後の繰返し載荷であり、載荷とともに膨張している。その後、そのままの荷重を 15 時間保持した間に **creep recovery** による膨張が進み、その後のステージ f2 では逆に繰返し載荷によって圧縮している。

ステージ e3 で、2350 kN で 120 回の繰返し載荷（実際に橋脚にかかる荷重振幅は 1600 kN 程度）を行ったときの残留圧縮量は、わずかに 0.2 mm であった。

ところが、ステージ m1 では、振幅 2350 kN の繰返し載荷を 10 回行っただけで、0.5 mm の残留圧縮を生じた。この差の原因として、一つには、ステージ m1 ではRC壁面工にスリットを入れて橋脚全体の剛性が下がっていたこと、もう一つには、ステージ m1 では橋脚にかかる荷重の振幅が大きく、その途中で完全に荷重が除荷されて盛土が膨張する過程が含まれることが考えられる。もう一つの原因として、ステージ e3 が、プレロードで橋脚盛土を圧縮し、その後、一度も荷重を完全に除荷することなく、供用期間中に長時間プレストレスをかけ続けた状態からの載荷であるのに対して、ステージ m1 では、鉛直載荷試験 PS 1 の後、荷重を完全に除荷した状態で約 4 ヶ月半放置したことにより、盛土が膨潤し軟化していたことの影響が考えられる。

これらの、荷重保持条件下でのクリープ圧縮、および、繰返し載荷による残留圧縮が、それまでの載荷履歴から受ける影響を考慮すると、プレロードで盛土にかけた荷重を完全に除荷することなく、直接プレストレスまで下げて固定することが有効である。

3-10 水平載荷試験

2001年6月、供用終了後、鉛直載荷試験 PS 1 の直前に、橋脚 (P 1) と橋台 (A 2) の RC 小橋台に対して水平載荷試験を行った。これは、橋脚、橋台の耐震性を検討する基礎データとするために、水平地震動による慣性力を模擬して行った試験である。図3-10-1のように、橋脚と橋台の RC 小橋台同士を PC 鋼棒でつなぎ、互いを反力にしてジャッキで引っ張り合うことで、両方に同時に同じ力を掛けた。実際の地震荷重は盛土全体に様に分布する慣性力がかかるが、その状態を載荷試験で再現するのは難しいため、RC 小橋台の上部に集中荷重として載荷した。

橋台の RC 小橋台根入れ部 (深さ 30 cm) の前面と RC 壁面工の間には、H 鋼を埋めて RC 小橋台への水平荷重が RC 壁面工の上端に伝わるようにした。一方、橋脚は RC 小橋台と RC 壁面工の間は、厚さ 30 cm の無筋コンクリートで埋めてあるが、RC 小橋台の周囲に柔らかい目地材が貼り付けてあるため、変位が微少である限り、RC 小橋台への荷重が直接 RC 壁面工に伝わることはない。実際、以下に示すように橋脚の変形は微少であり、RC 小橋台への荷重は RC 壁面工に直接伝わらなかったと考えられる。

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

また、実際には橋脚より橋台の方が地盤面が約 30 cm 高く、その分、RC小橋台も橋台の方が約 30 cm 高かった。したがって厳密には荷重は水平方向ではなく、橋脚はRC小橋台の背面が持ち上がる方向、橋台はRC小橋台の背面を下方に押しつける方向の鉛直成分の荷重がかかった。

図3-10-2は、両者にかけた水平荷重の時刻歴である。ピーク荷重を 50 kN ずつ増やししながら、7サイクルの載荷・除荷を行った。各サイクルでピーク荷重は 10 分間保持した。ただし、最後のサイクルでは、橋台の鉄筋コンクリート小橋台が大きく変位したため、直ちに除荷した。

図3-10-3～4は、橋脚と橋台のRC小橋台の水平変位を、荷重に対してプロットしたものである。橋脚のRC小橋台の水平変位が、350 kN の水平荷重に対してもわずかに 1.4 mm であったのに対して、橋台のRC小橋台の水平変位は 20 倍以上大きく、さらにRC小橋台が回転して盛土天端から浮き上がった。RC小橋台とRC壁面工との間のH鋼がなければ、もっと低い荷重でRC小橋台が大変位したと推測できる。

図3-10-5～6は、橋脚と橋台のRC壁面工の水平変位を、各高さごとに示したものである。ともに、RC壁面工はほぼ剛体として、その根本の部分を中心に転倒する変位をしている。

図3-10-7は、橋脚のRC小橋台の鉛直沈下量を、4角の沈下計で別々に測ったものである。S04は、計測上の問題で値が得られていない。水平荷重が増加したとき、橋台と反対側のS01、S02が持ち上がり、橋台側のS03が沈下していることから、RC小橋台は橋台の方に傾いている。橋脚頂部への水平載荷によって、橋脚が剛体回転および曲げ変形したことになる。これに対応して、図3-10-9に示すタイロッド張力も、RC小橋台が浮き上がる方の張力が増加し、RC小橋台が沈む橋台側の張力が減少している。このようなタイロッド張力の変動は、盛土の曲げ変形を抑える方向であり、もっと背の高い構造物であれば耐震性を高める効果が期待できる。これは、篠田らによるPL・PS構造物の耐震性の研究とも合致する。ただし、この橋脚ではタイロッドの剛性が盛土よりもかなり低いために、張力の変動量は非常に小さい。

図3-10-8は、橋台のRC小橋台の鉛直変位量である。RC小橋台の両脇2点(S05、S06)でのみ計測したため、水平荷重の方向の傾きは分からないが、RC小橋台が大きく浮き上がっていることから、RC小橋台底面と盛土天端との摩擦抵抗力は完全に失われたことが推測できる。

これらの結果から、PL・PS橋脚は全体がほぼ剛体としてはたらく、RC小橋台と盛土とがプレストレス荷重によってしっかりと一体化して挙動したことが分かる。水平載荷試験時に加わっていた鉛直プレストレス荷重は約 800 kN で、RC小橋台の面積 (12 m²) で割ると 36 kPa、橋脚盛土の断面積 (22 m²) で割ると 36 kPa になる。一方、水平荷重の最大値は 350 kN であり、プレストレス荷重の半分以下である。

これらから単純計算すると、盛土内の水平断面に発生する摩擦角は $\arctan(350 \text{ kN}/800 \text{ kN}) = 23$ 度程度であった。一方、第6章で示す乾燥密度 1.95 g/cm³ の供試体の三軸圧縮試験結果から得られた内部摩擦角は 60 度であり、実際の橋脚盛土の密度はこれより若干高かったため、さらに大きな内部摩擦角を持っていたと推測できる。したがって、水平載荷試験の条件を橋脚盛土への単純せん断載荷として見た場合、十分なせん断強度を持っていたことになる。

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

3-1-1 まとめ

JR九州篠栗線馬出橋梁において、PL・PS補強土工法による橋脚と、プレロードとプレストレスを加えていない補強土工法による橋台について、長期計測及び、列車走行時の計測を行った。両者は同じ材料を用いてほぼ同じ密度に締め固められた。両者の違いは、

- ・橋脚はプレロード、プレストレスを載荷。橋台は無載荷。
- ・橋脚は補強材間隔が平均15cm。橋台は30cm。
- ・橋脚は周囲がRC壁面工で覆われている。橋台は前面のみRC壁面工があり、両側面は法面。

という点である。

橋桁を設置した後、静的に放置された10カ月間の計測では、橋脚がほとんど圧縮しなかったのに対して、橋台は自重と桁荷重によるクリープ圧縮を続け、総計3mmに達した。

また、列車走行時には、橋脚の最大圧縮が0.02~0.04mm程度なのに対して、橋台の圧縮は0.2~0.4mm程度であり、約10倍の差があった。

また、列車走行開始後の長期計測では、橋脚の残留圧縮の進行は0.5mm/yearと極めて遅かったのに対して、橋台は急激に圧縮し、3年半の供用期間中に12mm圧縮し、供用終了まで圧縮が進行し続けた。

以上の比較から、PL・PS補強土工法には、

- ・盛土の長期的なクリープ圧縮を抑制する
- ・盛土の短期荷重に対する最大圧縮量を抑制する
- ・盛土の繰返し荷重に対する残留圧縮を抑制する

という目的に対して、非常に有効であることが確かめられた。

また同時に、PL・PS橋脚の圧縮速度が非常に小さいことから、プレストレス（タイロッド張力）も長期にわたって維持されることが確認できた。

また、橋脚の建設時、供用中、供用終了後の載荷試験、平板載荷試験での挙動の観察から、以下のことが確認できた。

- ・橋脚盛土は、長期間のプレストレス荷重、および多数回の繰返し載荷によって、若干剛性が高くなる傾向があった。
- ・橋脚のRC小橋台にかかる荷重のうち、一部は周囲のRC壁面工の剛性で支えられていた。
- ・橋脚盛土の剛性に比べて、タイロッドの剛性は極めて低く（1/45程度）、盛土が多少圧縮変形してもプレストレス荷重の抜ける率が少ない条件になっていた。
- ・橋脚の圧縮変形の大部分は、一定荷重保持条件下のクリープ変形であり、よく締め固められた非粘着性の粒度調整砕石であっても、その粘性的な性質は重要である。
- ・橋脚盛土の剛性は荷重レベルに依存し、高荷重域ほど高い接線剛性を示した。一方、荷重を完全に除荷すると盛土が急速に膨潤し、その後の再載荷では比較的柔らかい挙動を示した。

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

- ・一定荷重下でのクリープ圧縮は、一般に、高い荷重を保持するほどは大きくなった。低荷重の状態から荷重を増やした直後に荷重保持状態に入ると、圧縮する方向に変形が進んだ。しかし、高荷重の状態から荷重を減らした直後に荷重保持状態に入ると、膨張する方向に変形が進む傾向があり、盛土材の **creep recovery** の性質が確認できた。
- ・繰返し荷重での残留変形の進行についても、上記クリープ変形と同じく、直前の荷重履歴に依存する傾向があった。高荷重域から除荷した直後の繰返し荷重では盛土が膨張する方向に残留変形が進んだ。
- ・一方、荷重を完全に除荷し、橋脚盛土が膨潤した後の一定荷重、あるいは繰返し荷重の荷重では、圧縮が大きくなる傾向があった。

また、橋脚、橋台のRC小橋台への水平荷重試験では、次のことが分かった。

- ・橋脚、橋台とも、RC壁面工は、ほぼ剛体として基礎の部分を中心に転倒する変位を示した。
- ・しかし、その変位量は、橋脚が橋台の 20 分の 1 程度で、橋脚は極めて高い剛性を示した。これは、プレストレス荷重によって、盛土のせん断剛性が高くなっているからである。
- ・さらに、橋脚のRC小橋台は、盛土との高い一体性を示した。これはプレストレス荷重によって盛土天端との摩擦抵抗力が確保されているからである。
- ・一方、橋台のRC小橋台は、盛土天端から浮き上がる変位を示し、盛土との一体性を失って、まったく抵抗できない状態になった。
- ・橋脚は、頂部への水平荷重によって、曲げ変形を示した。これに合わせて、タイロッドの張力もわずかではあるが変動し、曲げ変形を抑制する方向に働いた。

以上のことより、プレロードの荷重と除荷、および、プレストレスを維持することは、橋脚盛土の鉛直・水平荷重に対する変形を抑制するのに有効であり、また必要な条件であることが分かった。

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

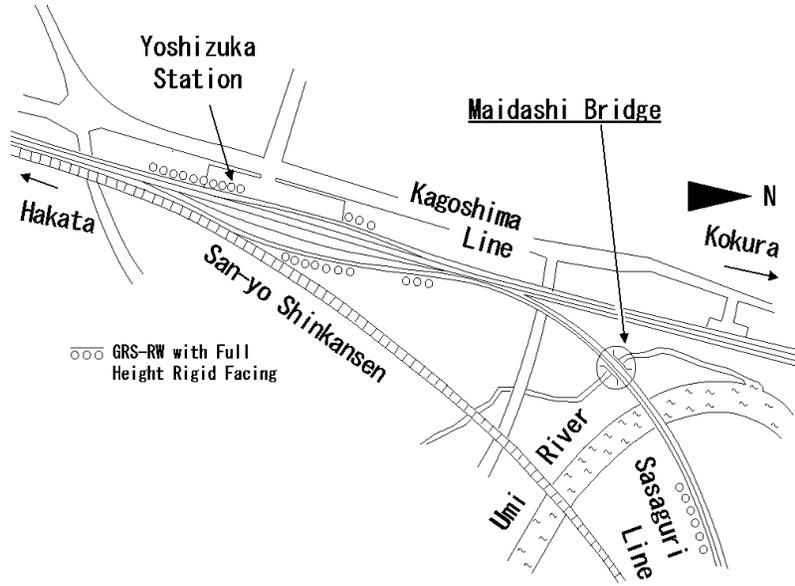


図3-1-1 篠栗線馬出橋梁の位置図

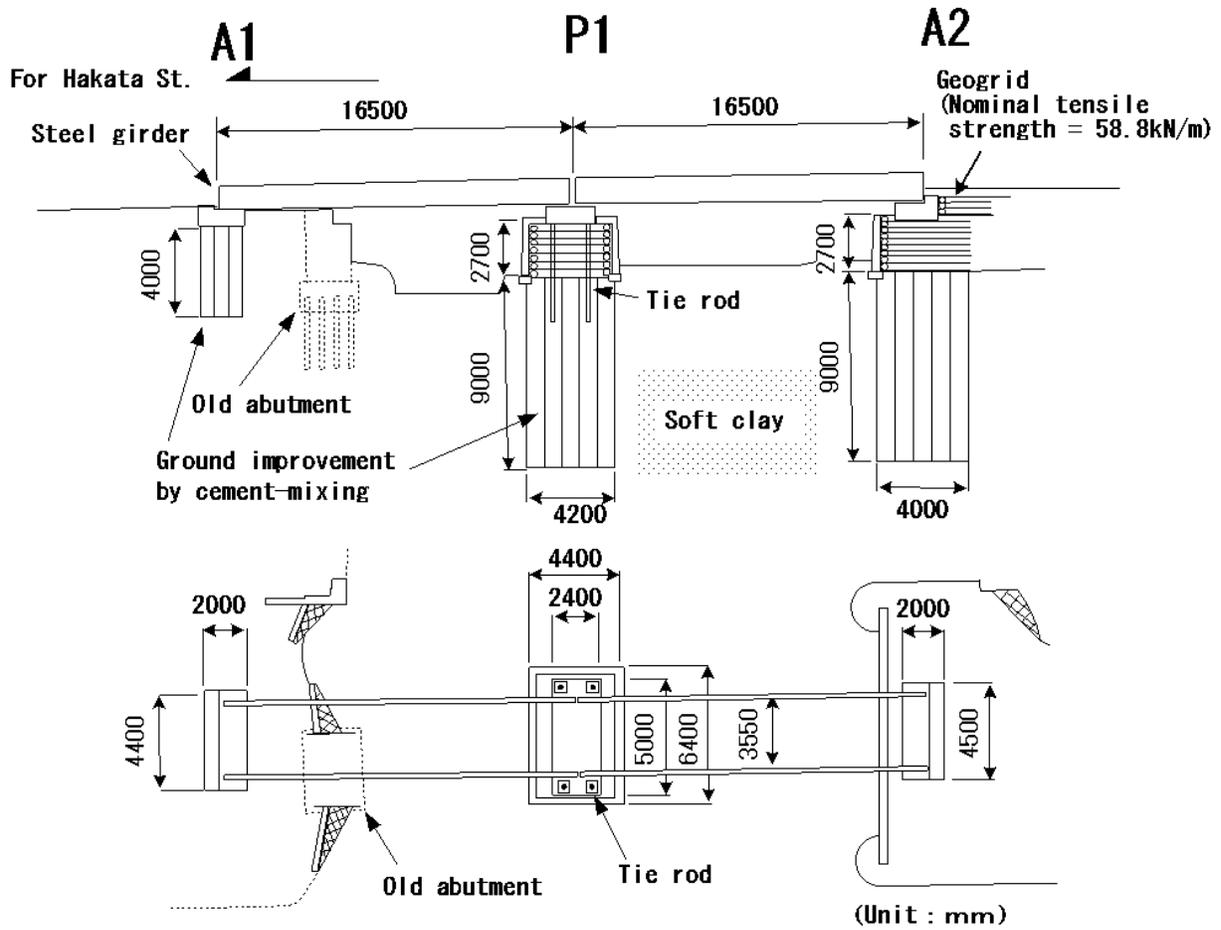


図3-1-2 篠栗線馬出橋梁の全体図

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

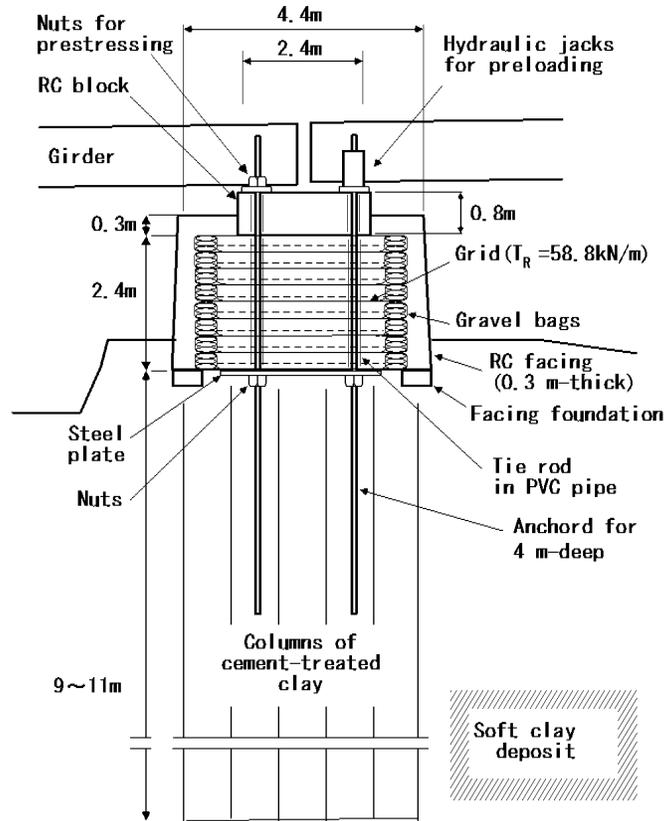


図3-1-3 篠栗線馬出橋梁 PL・PS補強土橋脚P1の詳細図

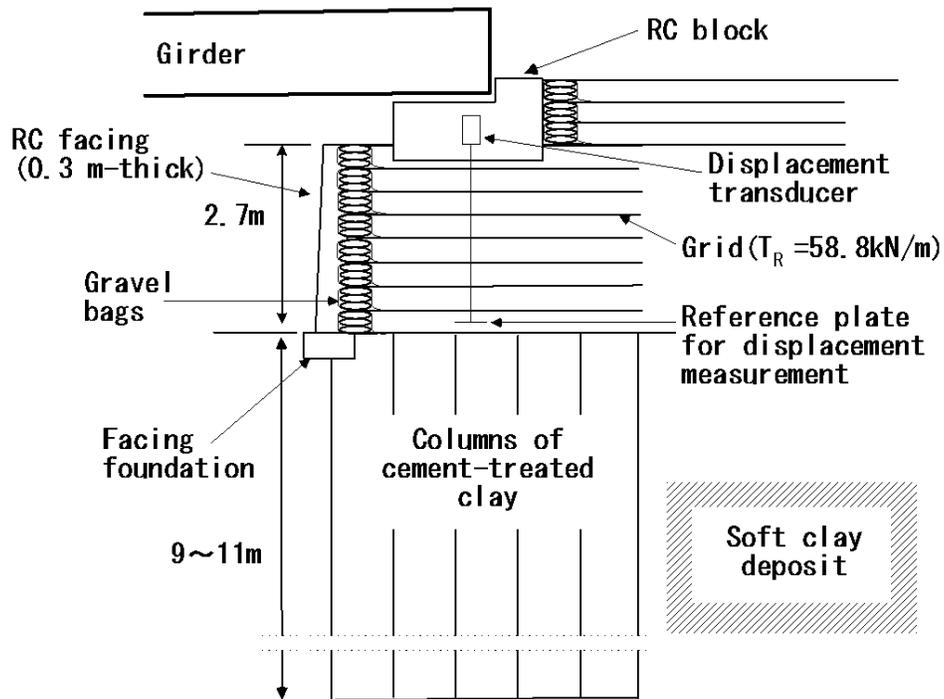


図3-1-4 篠栗線馬出橋梁 PL・PS補強土橋台A2の詳細図

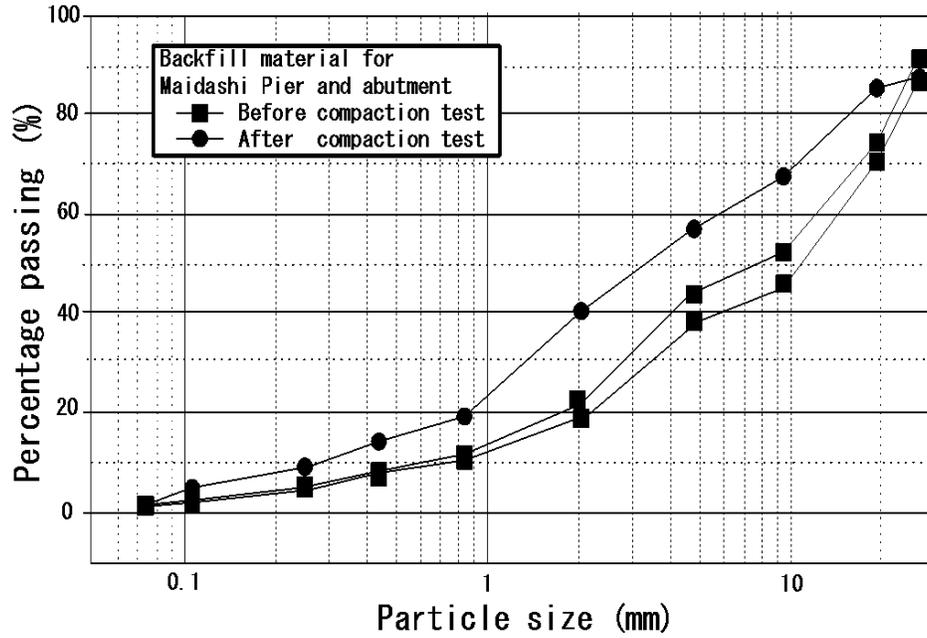


図3-1-5 橋脚（P1）、橋台（A2）の盛土材の粒度（締固め試験前・後）

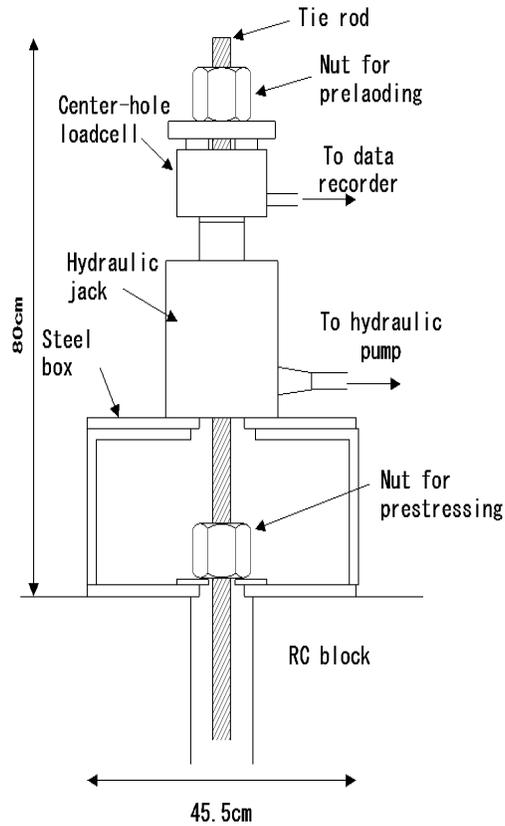


図3-1-6 タイロッド上端の荷重システムおよびRC小橋台との締結機構（ナット）

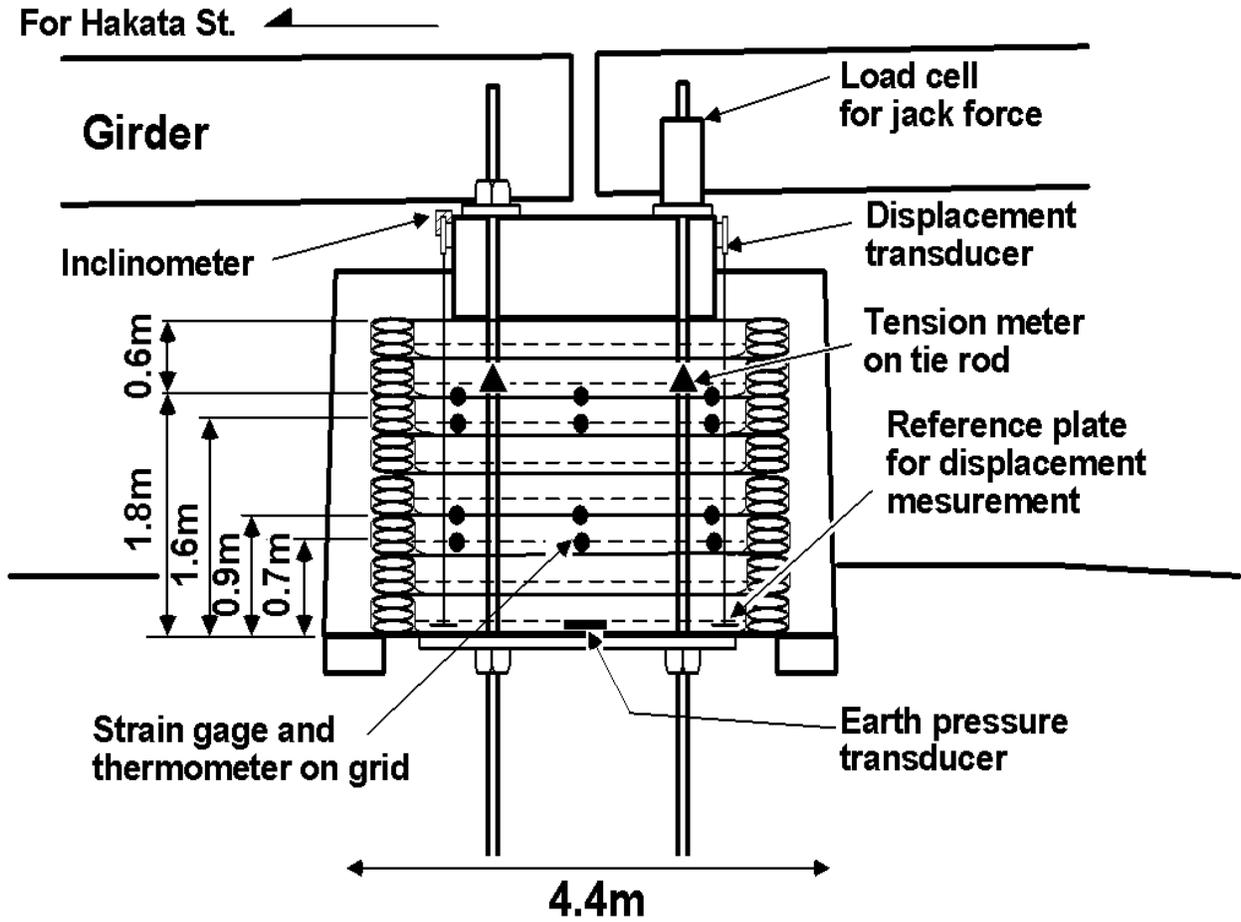


図3-2-1 橋脚 (P1) の計測系 (立面図)

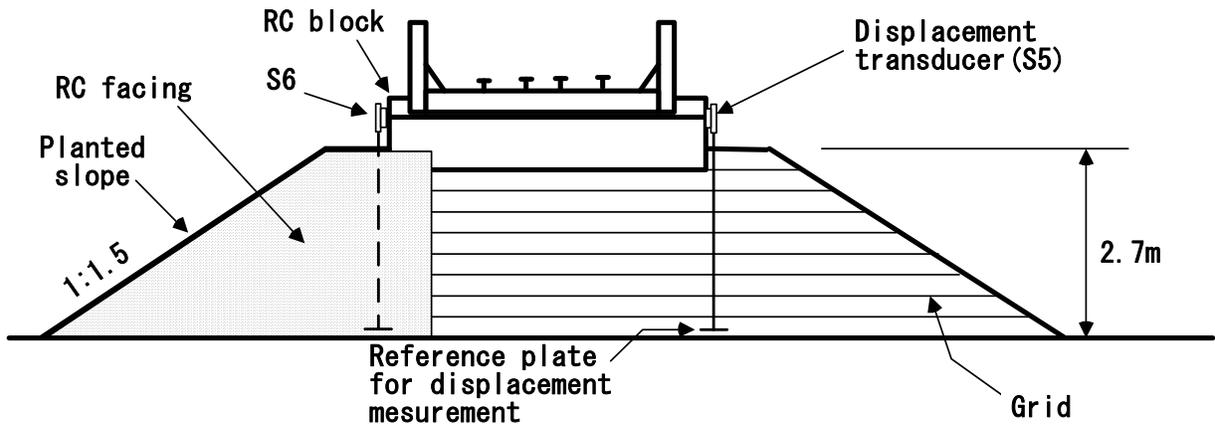


図3-2-2 橋台 (A2) の計測系 (立面図)

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

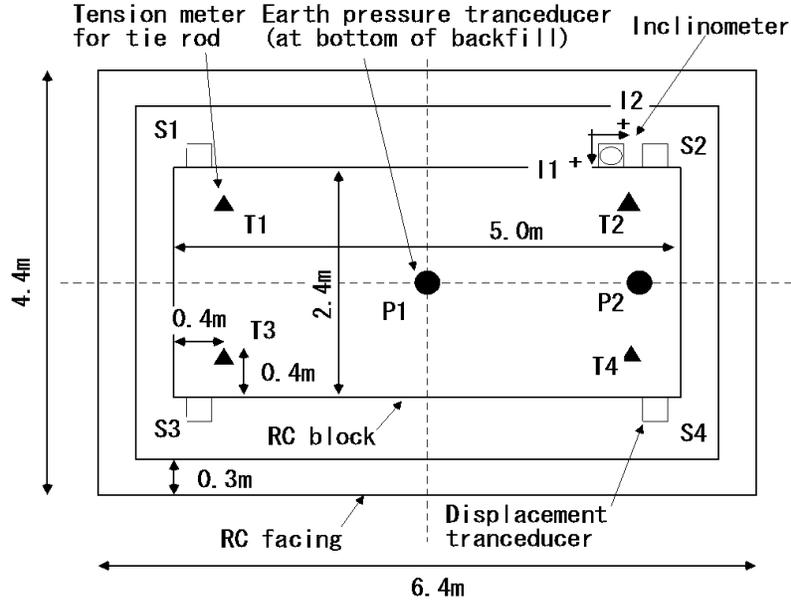


図3-2-3 橋脚 (P1) の計測系 (最上面)

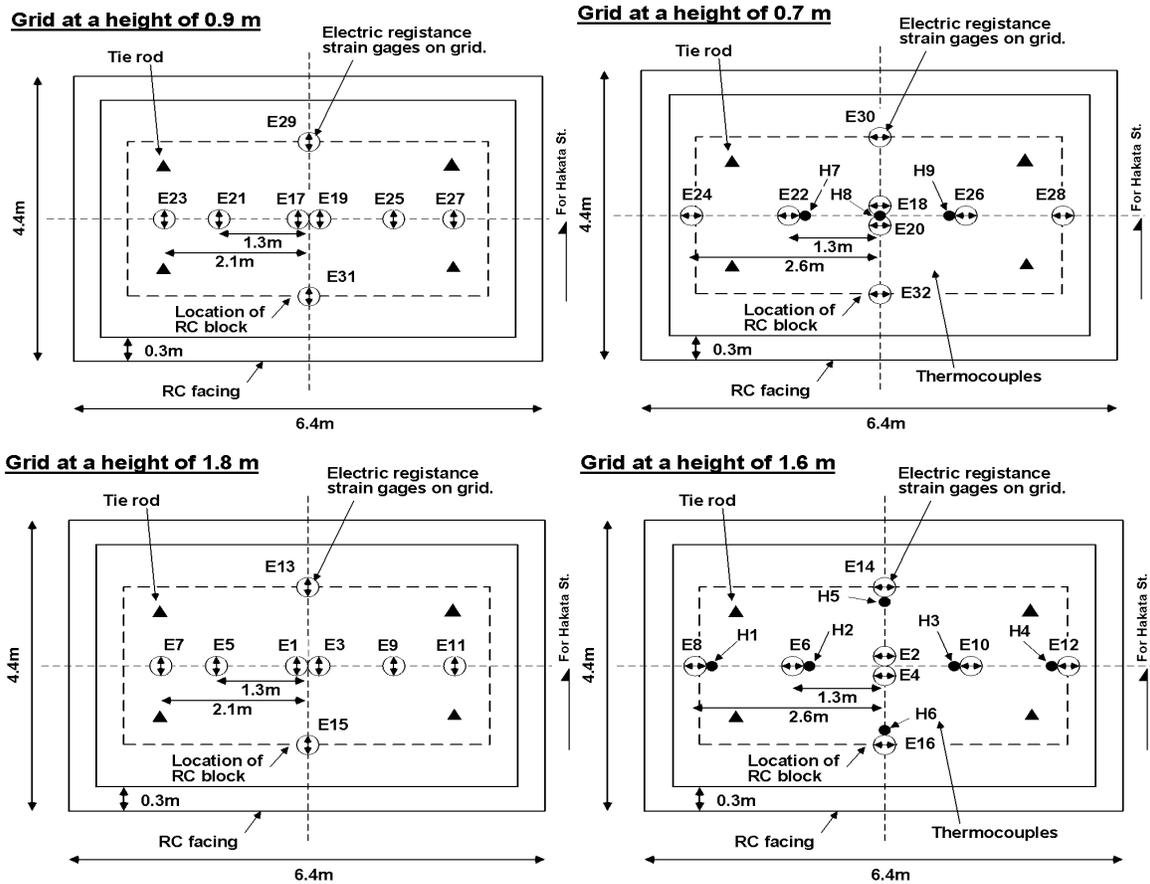


図3-2-4 橋脚 (P1) の計測系 (盛土内の各層)

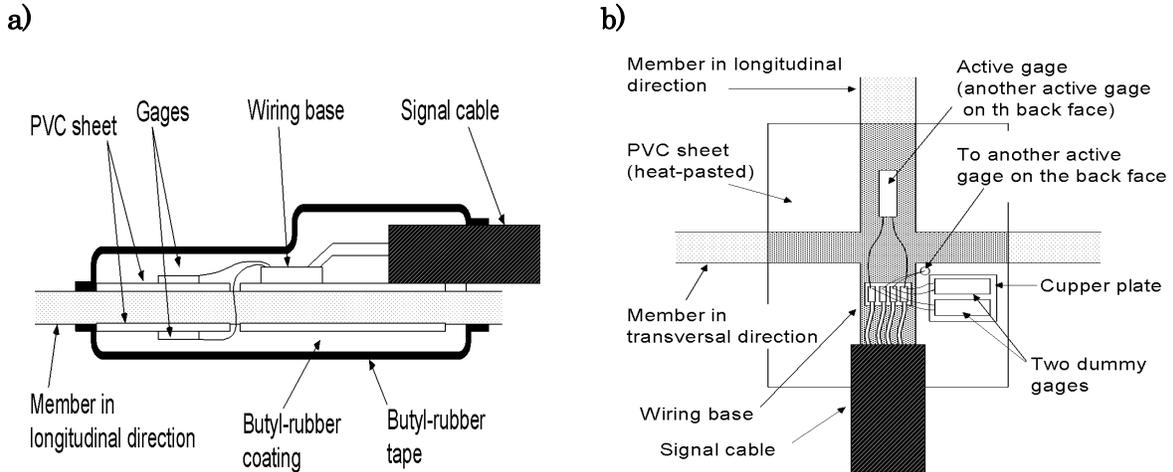


図3-2-5 補強材へのひずみゲージの貼り方

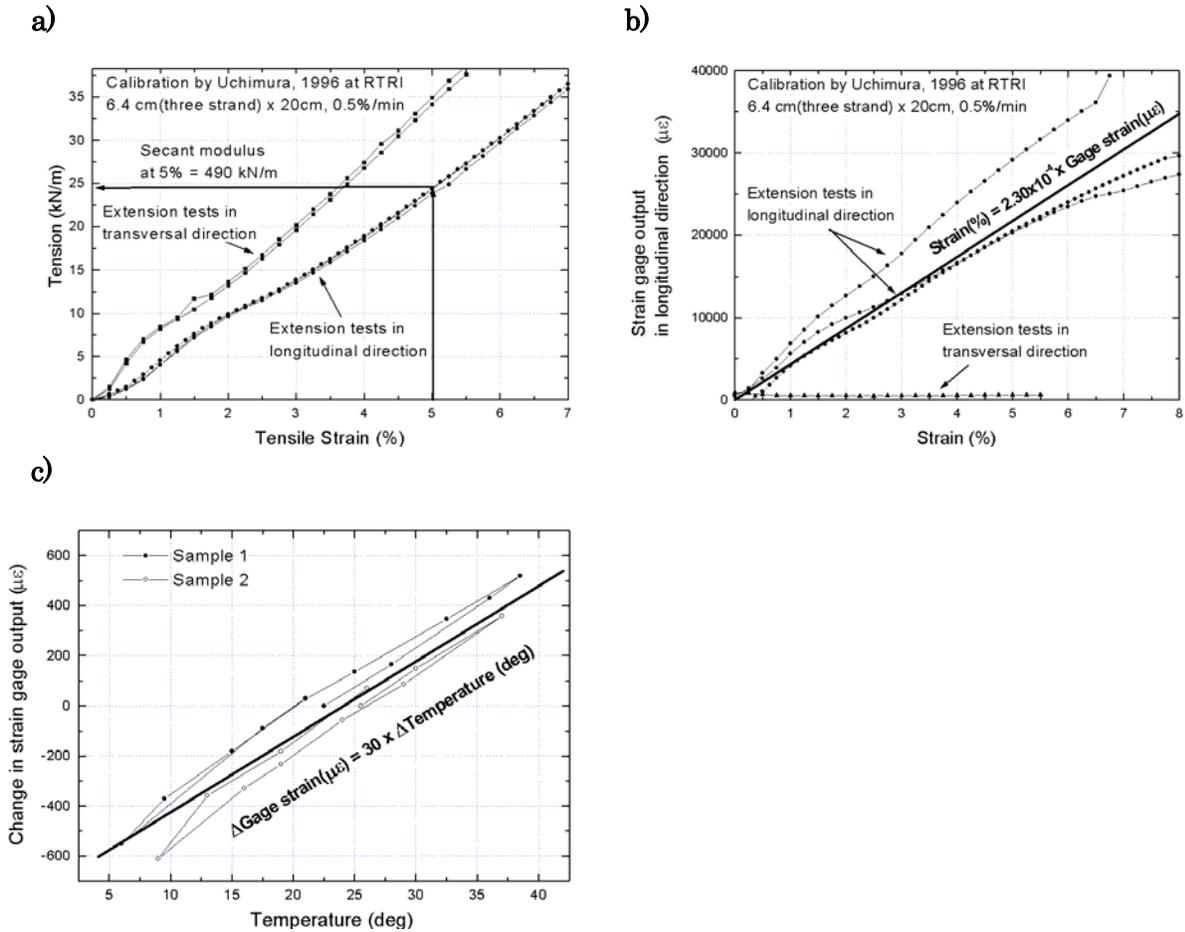


図3-2-6 補強材のひずみゲージの検定

- a) 引張り試験：補強材ひずみ vs 張力 b) 引張り試験：ひずみゲージ出力 vs 補強材ひずみ
c) ひずみゲージの温度係数の検定

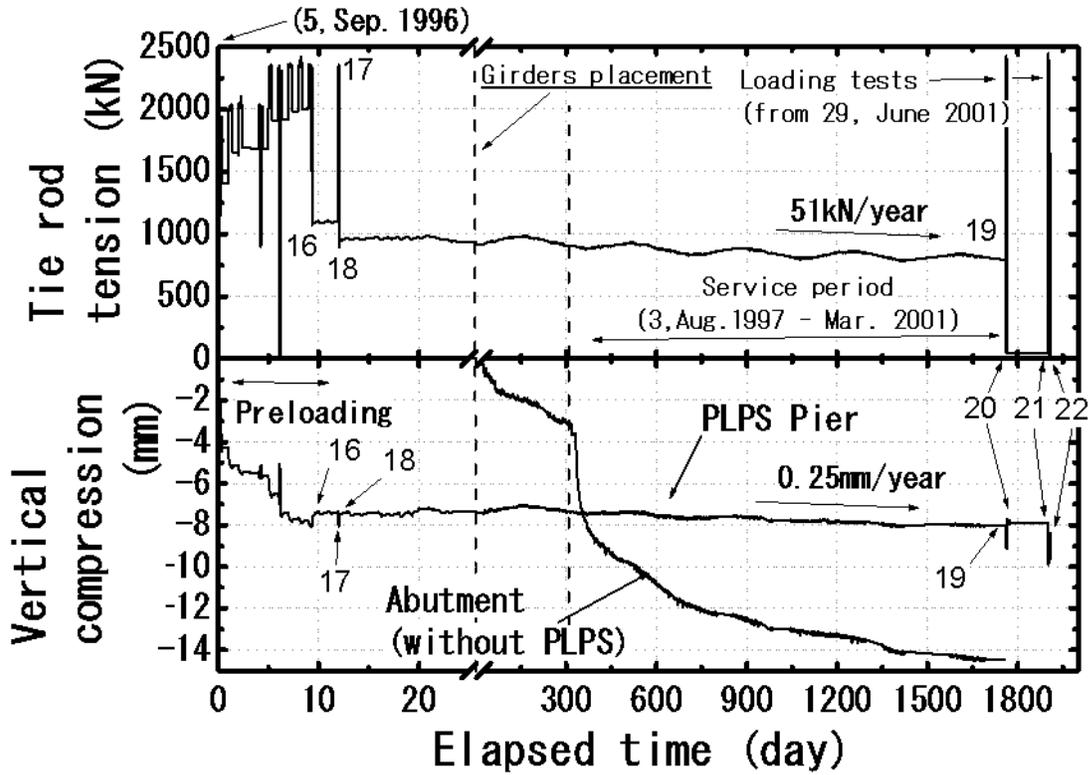


図3-3-1 橋脚 (P1) のタイロッド張力・鉛直圧縮量
橋台 (A2) の鉛直圧縮量の時刻歴

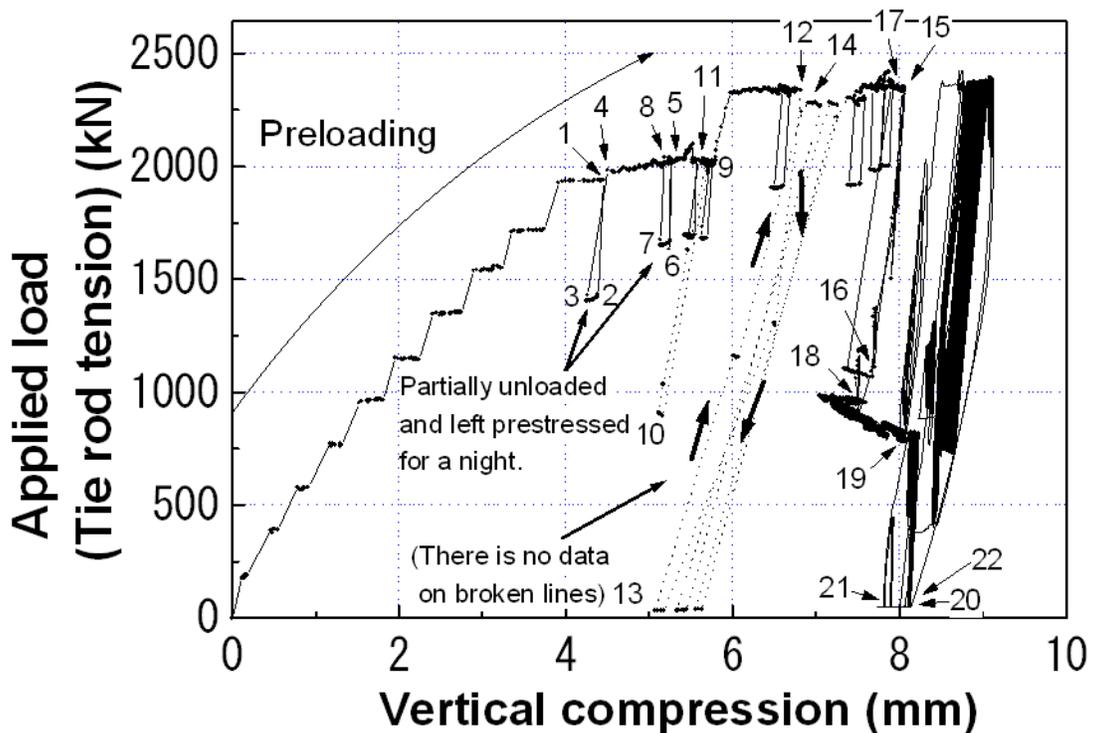


図3-3-2 橋脚 (P1) の荷重 (タイロッド張力) と鉛直圧縮量の関係

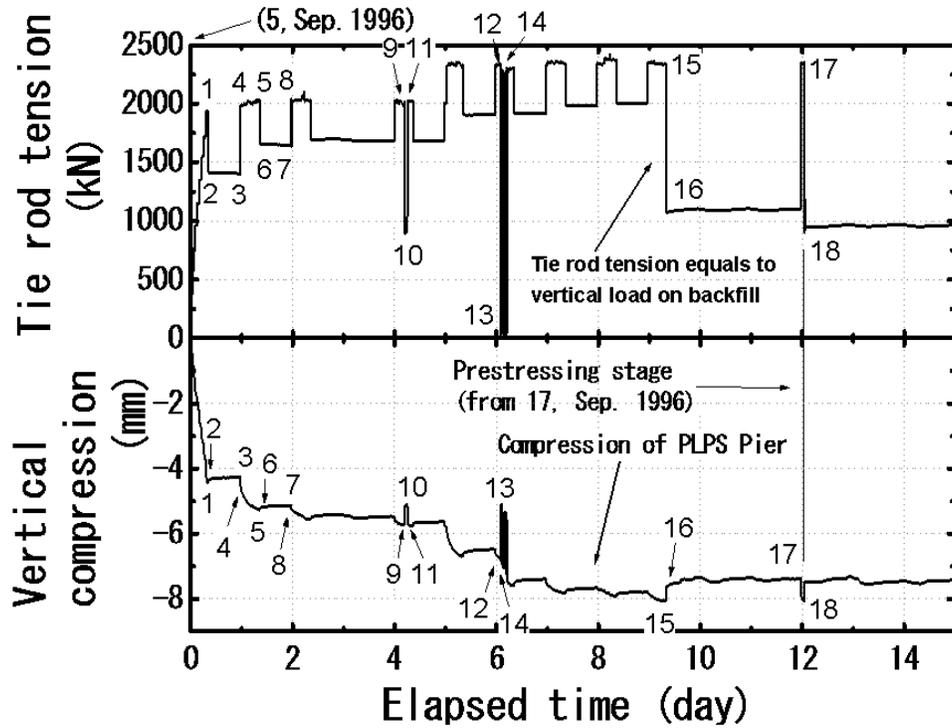


図3-3-3 橋脚(P1)のタイロッド張力と鉛直圧縮量(プレロード時)

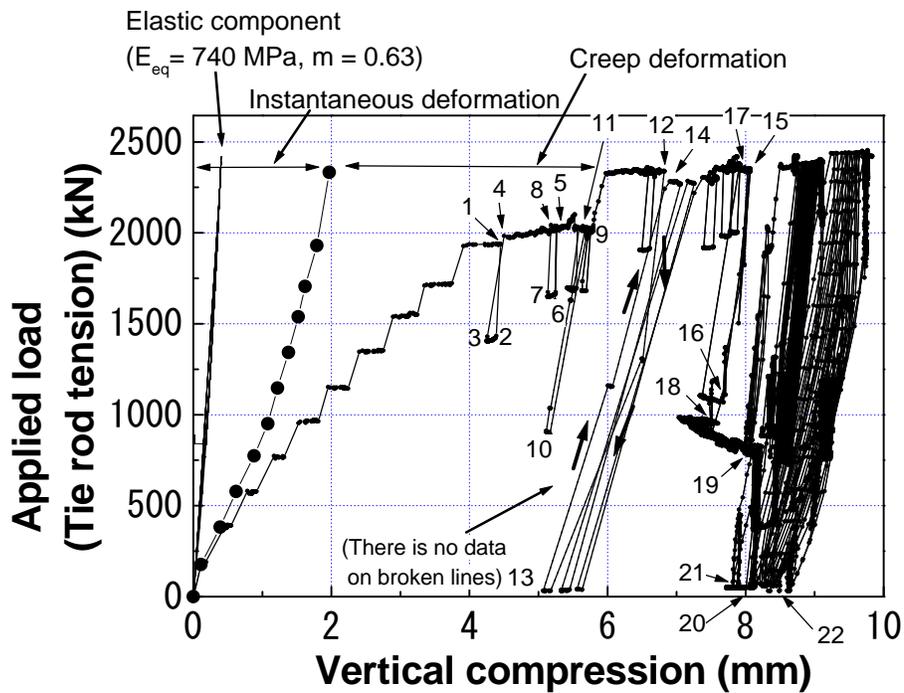
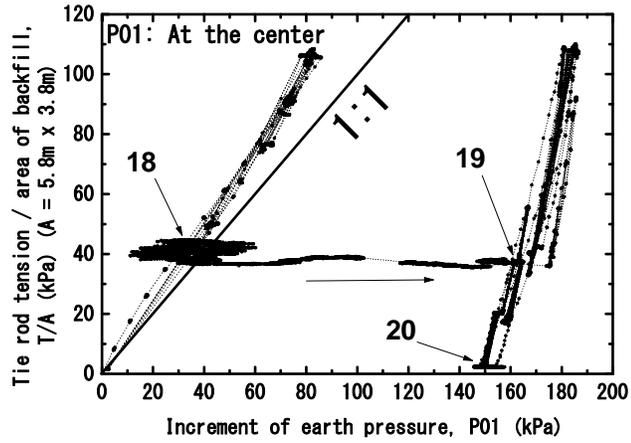
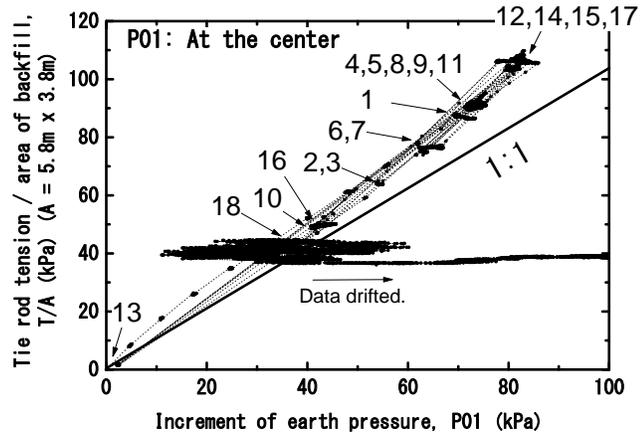


図3-3-4 橋脚(P1)の鉛直圧縮量の弾性・粘性成分(プレロード時)

a)



b)



c)

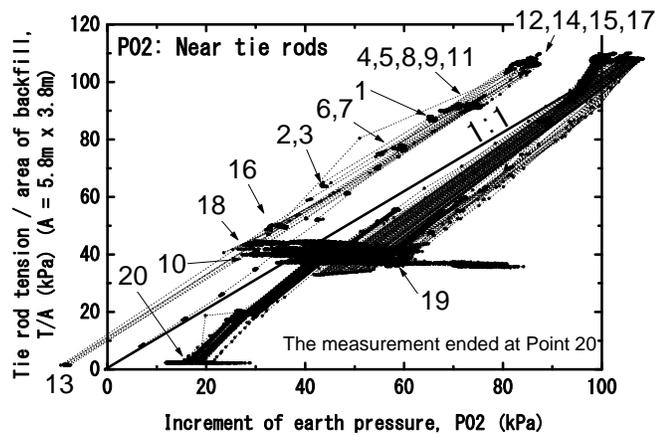
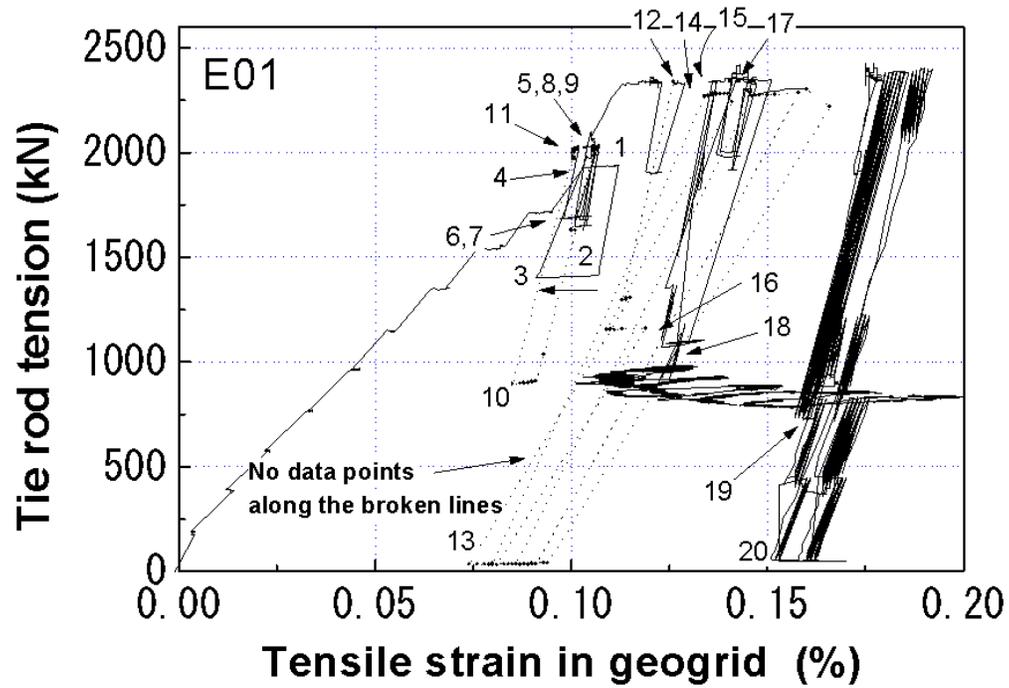


図3-3-5 橋脚 (P1) の荷重 (タイロッド張力) と底面土圧の関係

a)



b)

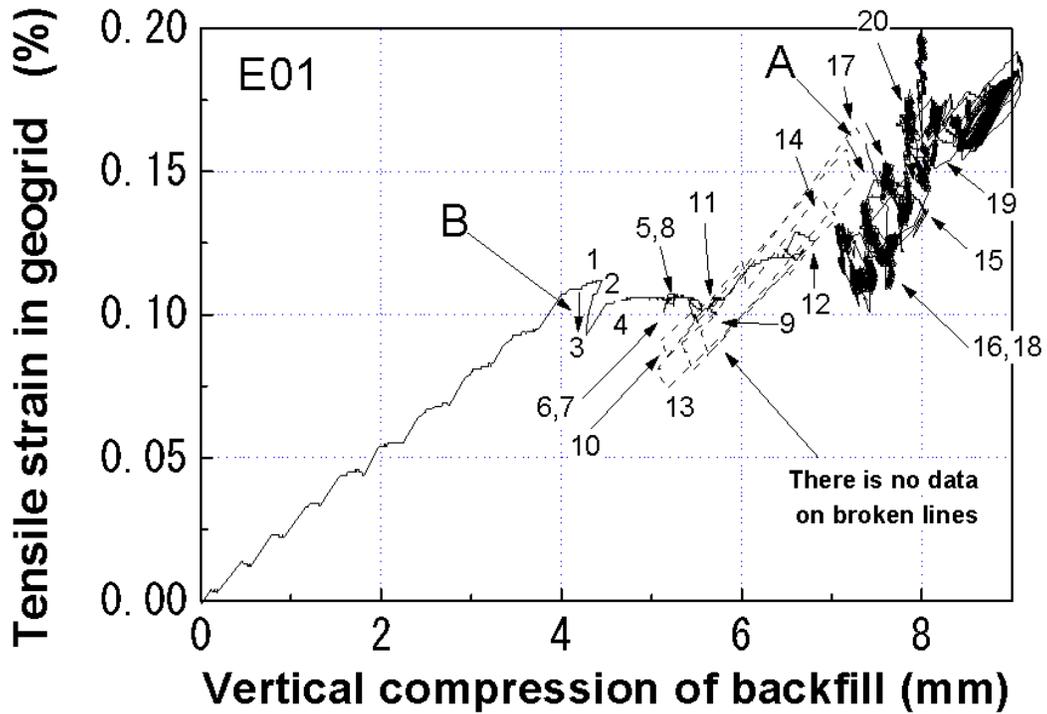


図3-3-6 a) 橋脚 (P 1) の補強材ひずみと荷重 (タイロッド張力)
 b) 橋脚 (P 1) の補強材ひずみと鉛直圧縮量

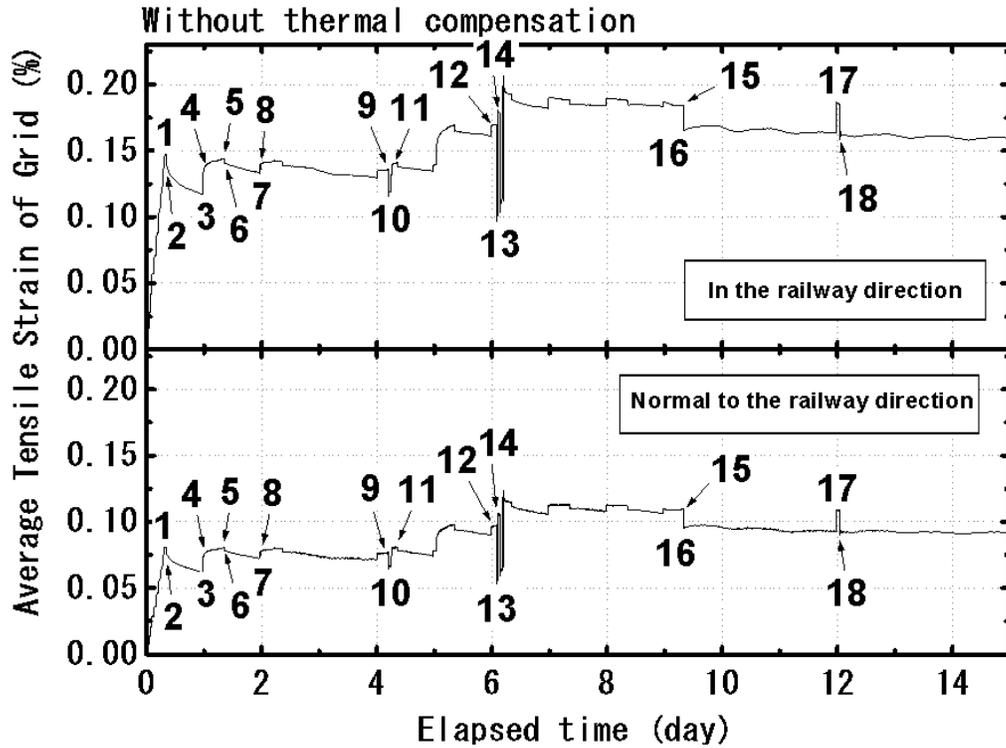


図3-3-7 橋脚 (P1) の補強材ひずみの時刻歴 (プレロード時)
(上) 線路方向 ; (下) 線路直交方向

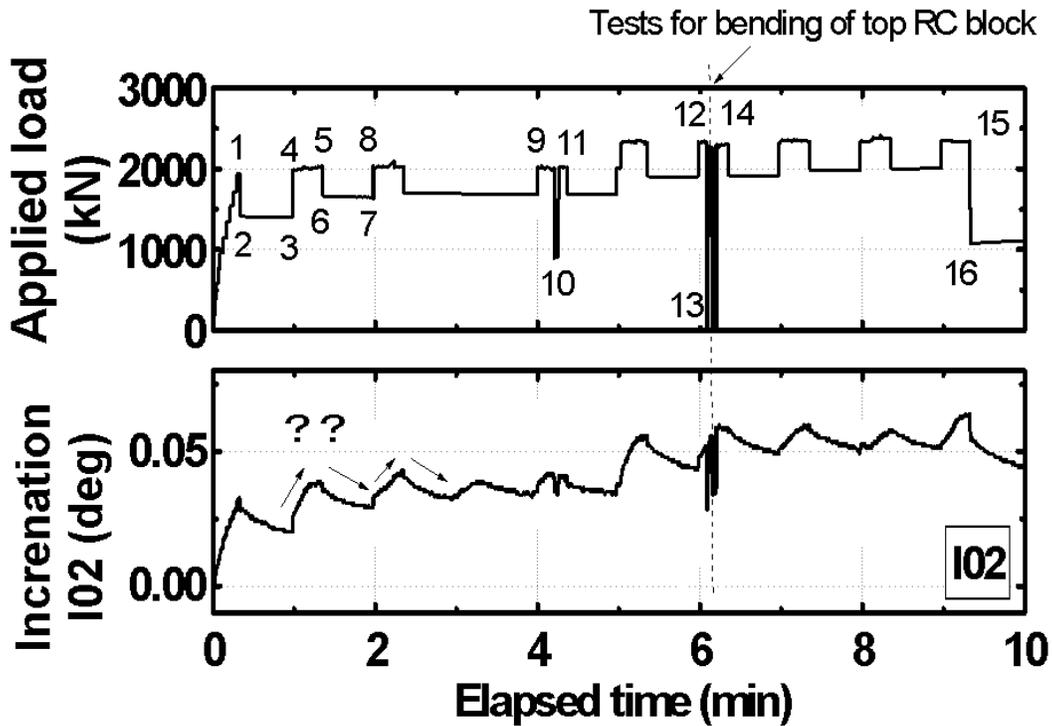
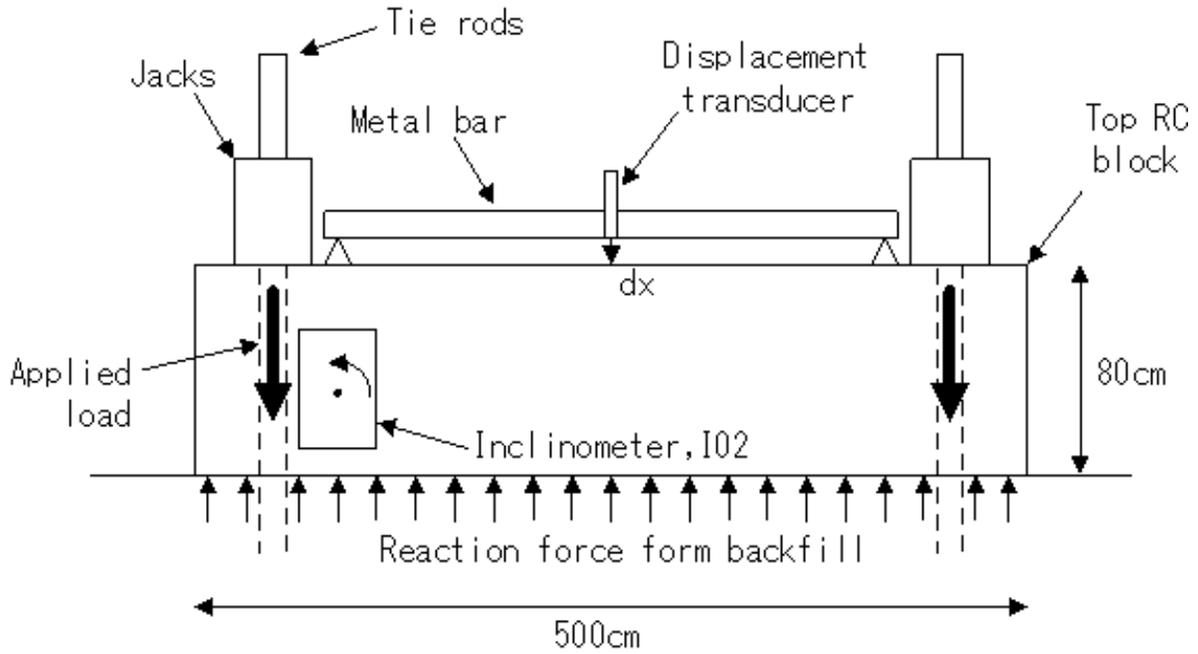


図3-3-8 橋脚 (P1) の荷重 (タイロッド張力) とRC小橋台の傾斜 (プレロード時)

a)



b)

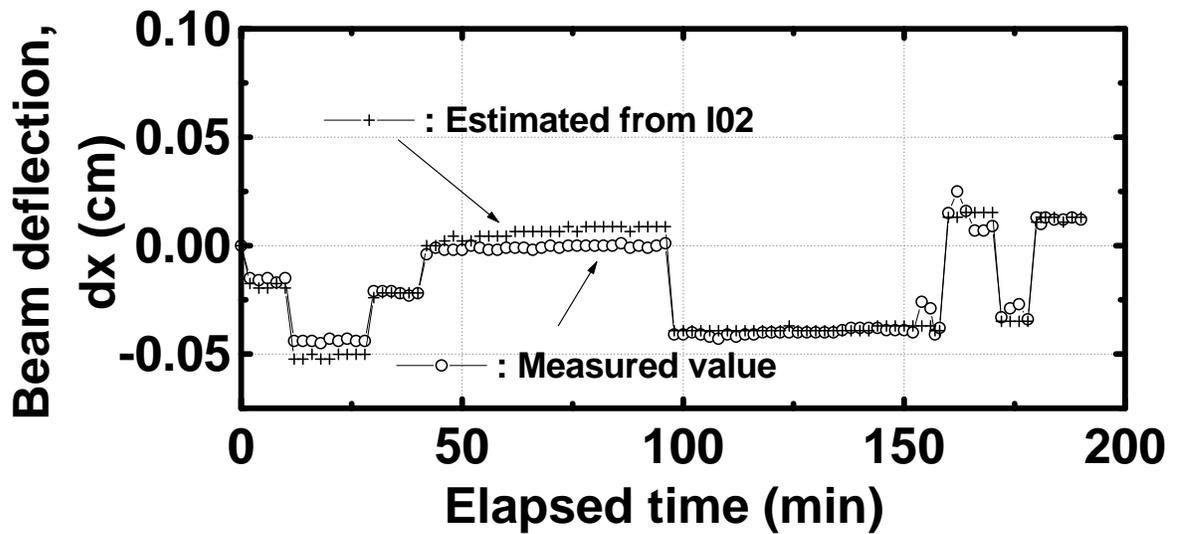


図3-3-9 橋脚 (P1) のRC小橋台のたわみを確認する試験
a) 計測のセットアップ; b) 計測、解析の結果比較

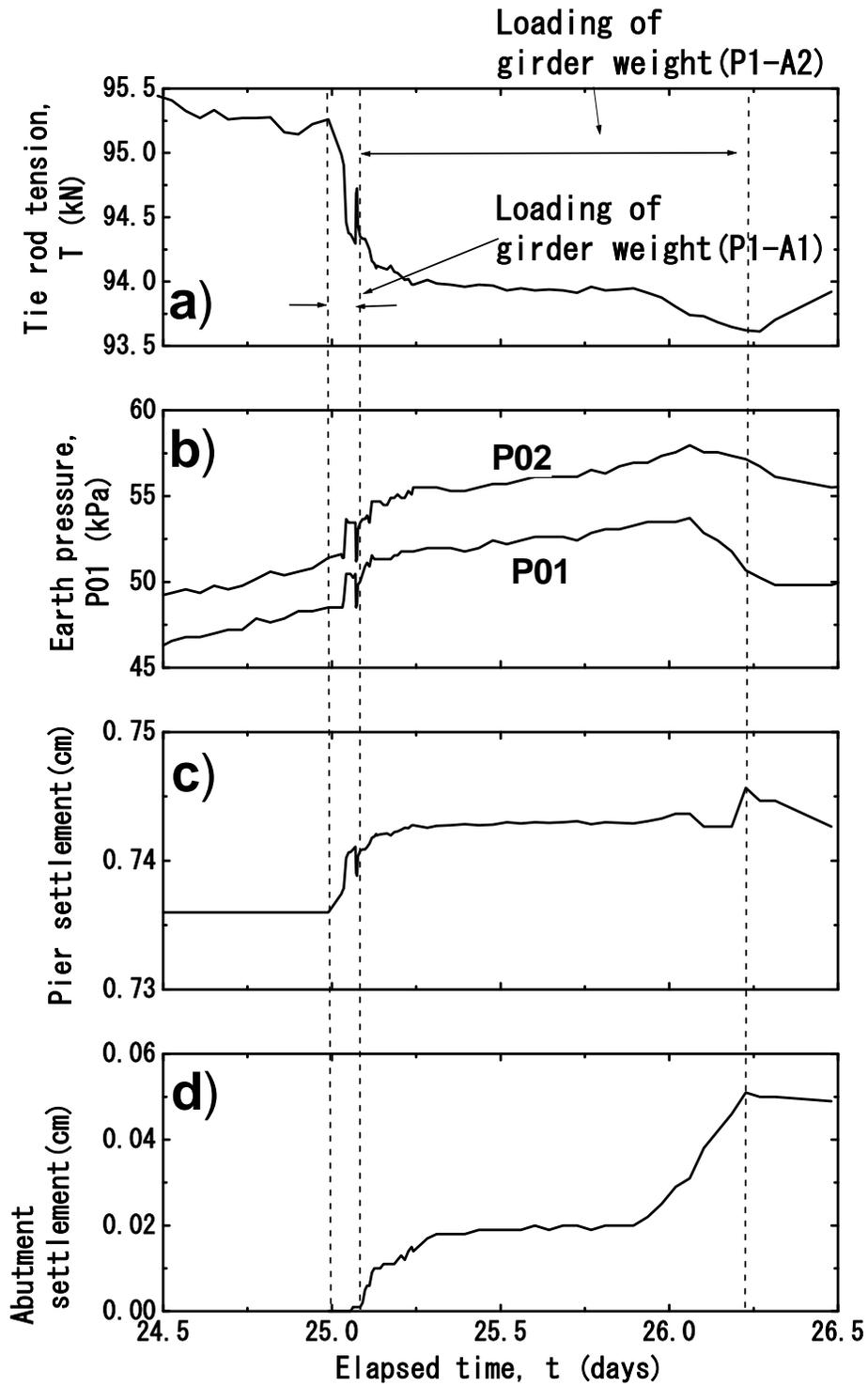


図3-5-1 桁荷重載荷時の橋脚 (P1)、橋台 (A2) の挙動

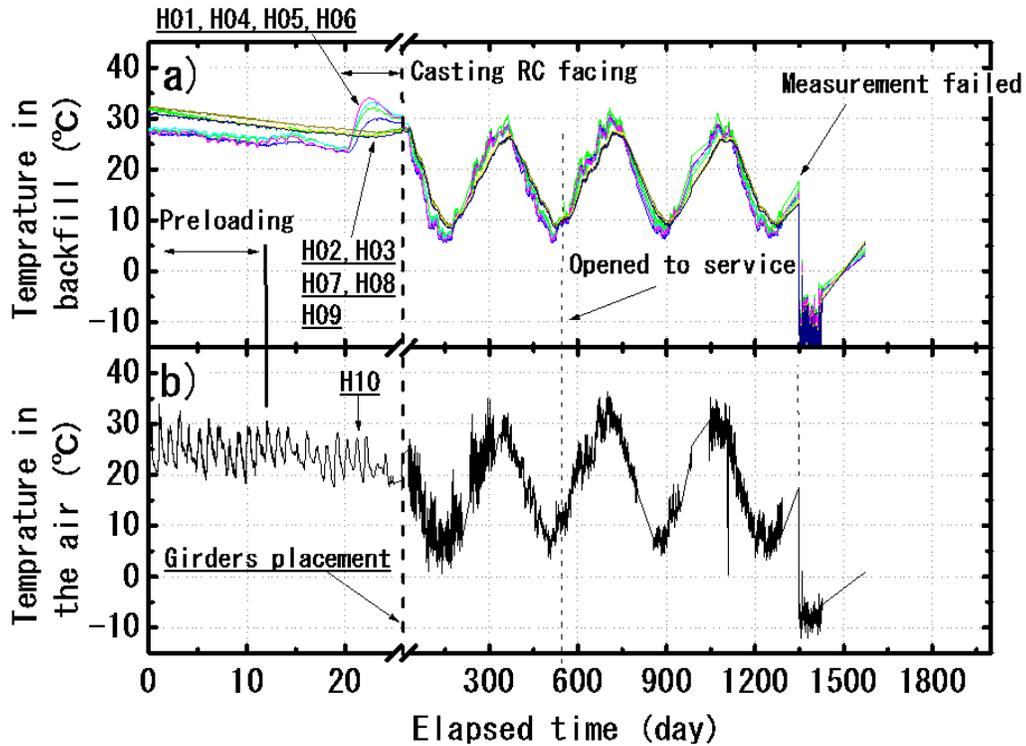


図3-6-1 (上) 橋脚 (P1) 内部の温度; (下) 外気温

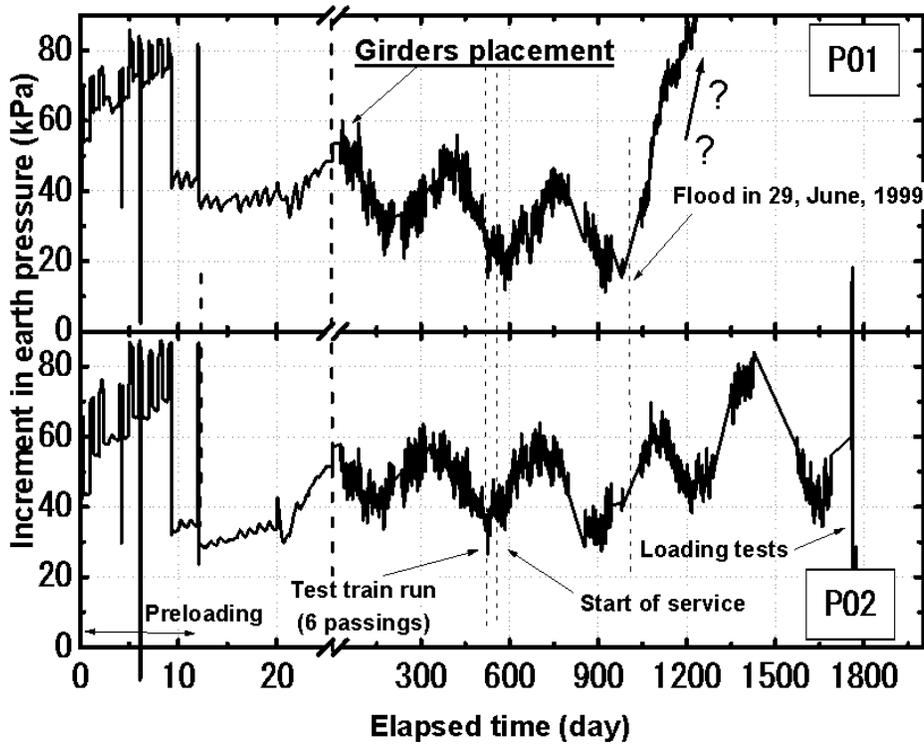


図3-6-2 (上) 橋脚 (P1) 中央底部の土圧; (下) 橋脚タイロッド近くの土圧

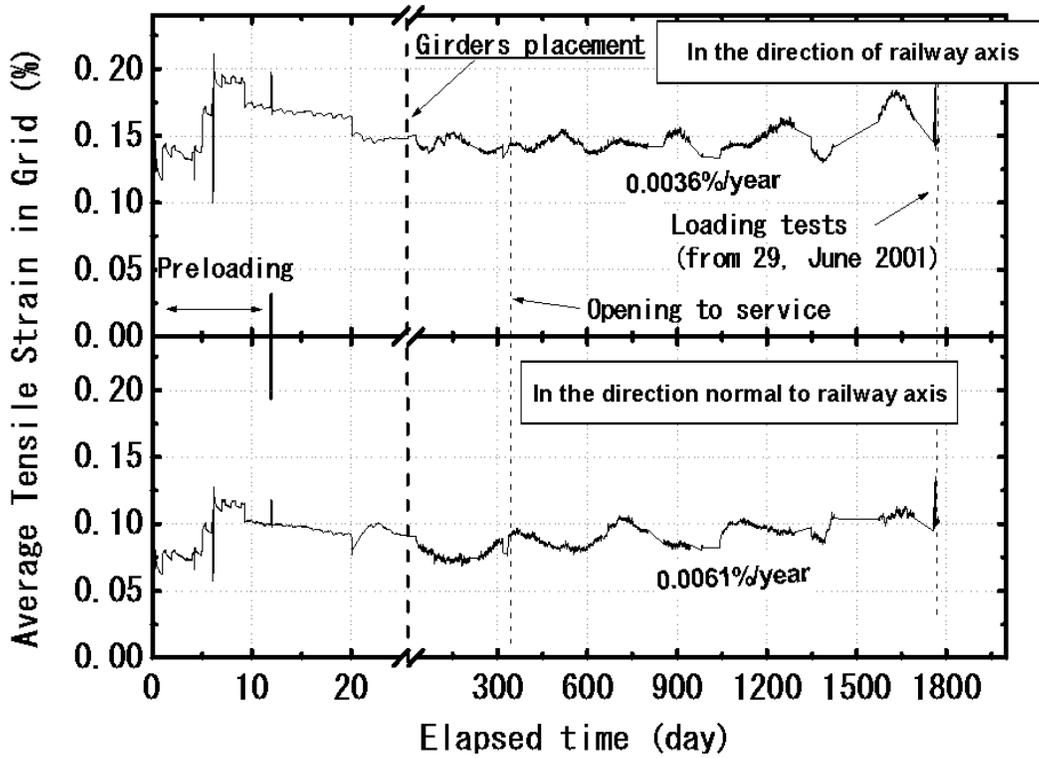


図3-6-3 橋脚 (P1) の補強材ひずみ : (上) 線路方向 ; (下) 線路直交方向

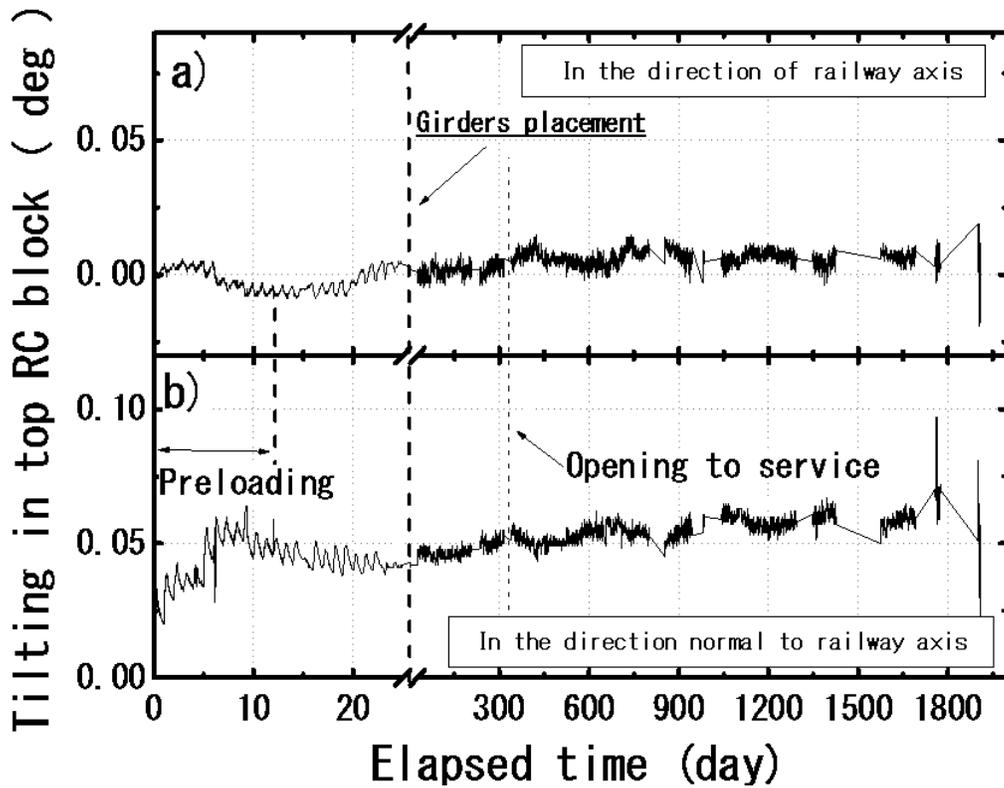


図3-6-4 橋脚 (P1) のRC小橋台の傾斜 : (上) 線路方向 ; (下) 線路直交方向

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

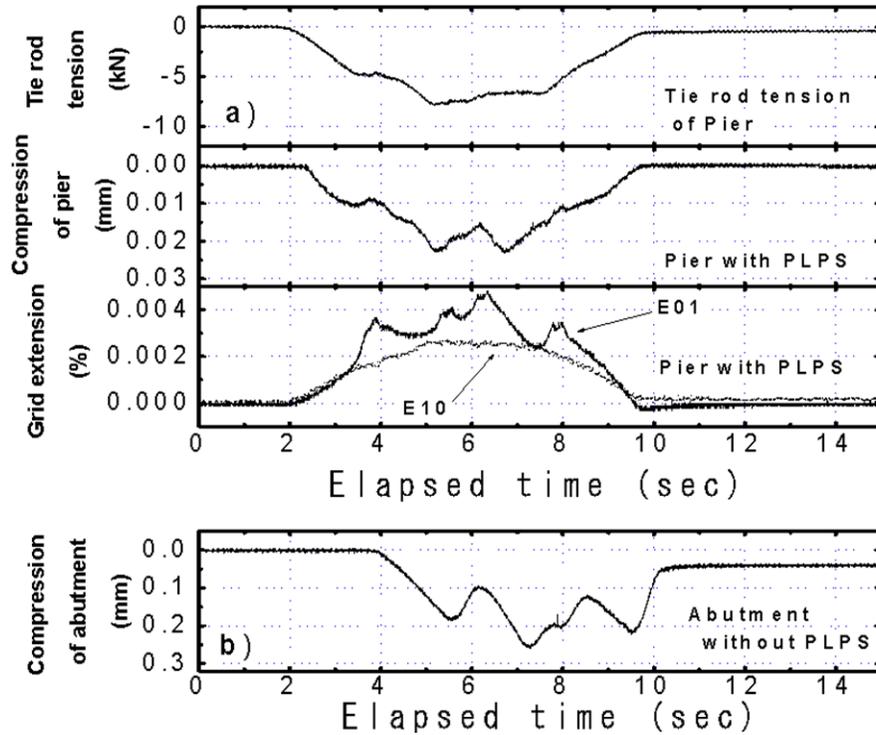


図3-7-1 a) 列車通過時の橋脚 (P1) のタイロッド張力、鉛直圧縮量、補強材ひずみの変動
b) 列車通過時の橋台 (A2) の鉛直圧縮量の変動。(供用開始時)

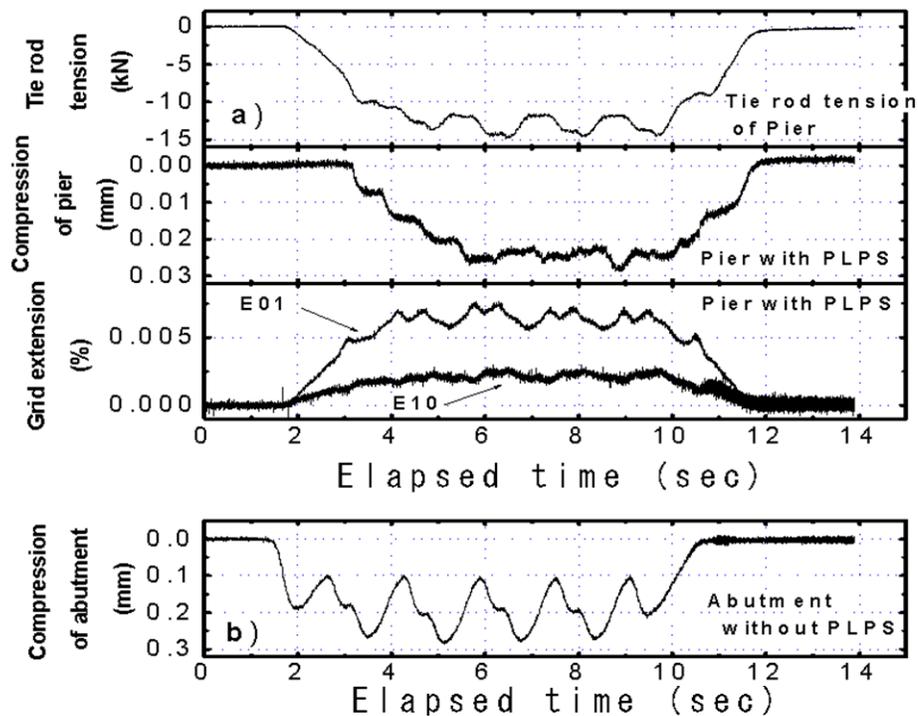


図3-7-2 a) 列車通過時の橋脚 (P1) のタイロッド張力、鉛直圧縮量、補強材ひずみの変動
b) 列車通過時の橋台 (A2) の鉛直圧縮量の変動。(供用2年目)

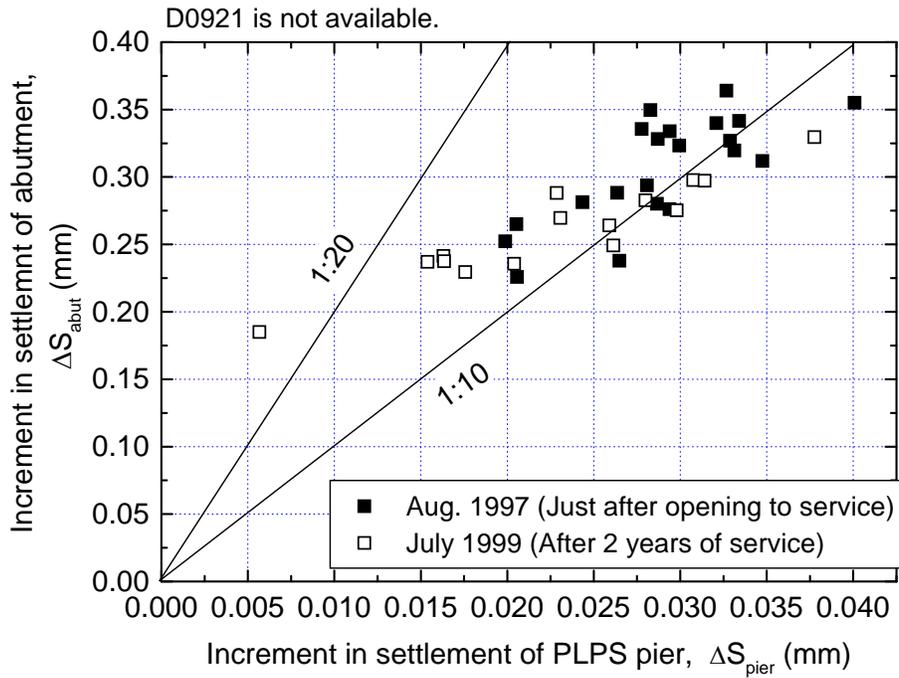


図3-7-3 列車通過時の橋脚（P1）、橋台（A2）の鉛直圧縮量の変動の比較

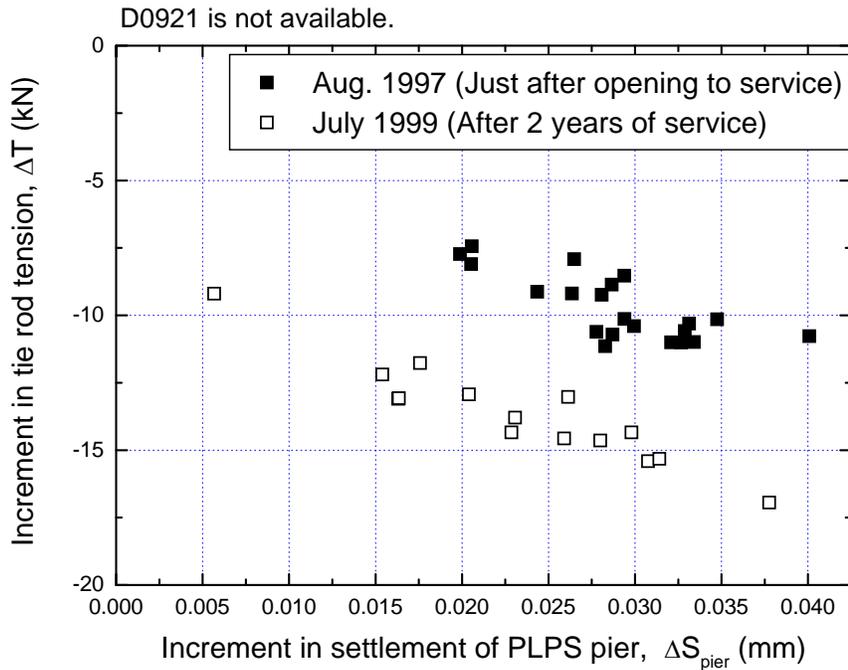


図3-7-4 列車通過時の橋脚（P1）の鉛直圧縮量とタイロッド張力の変動の比較

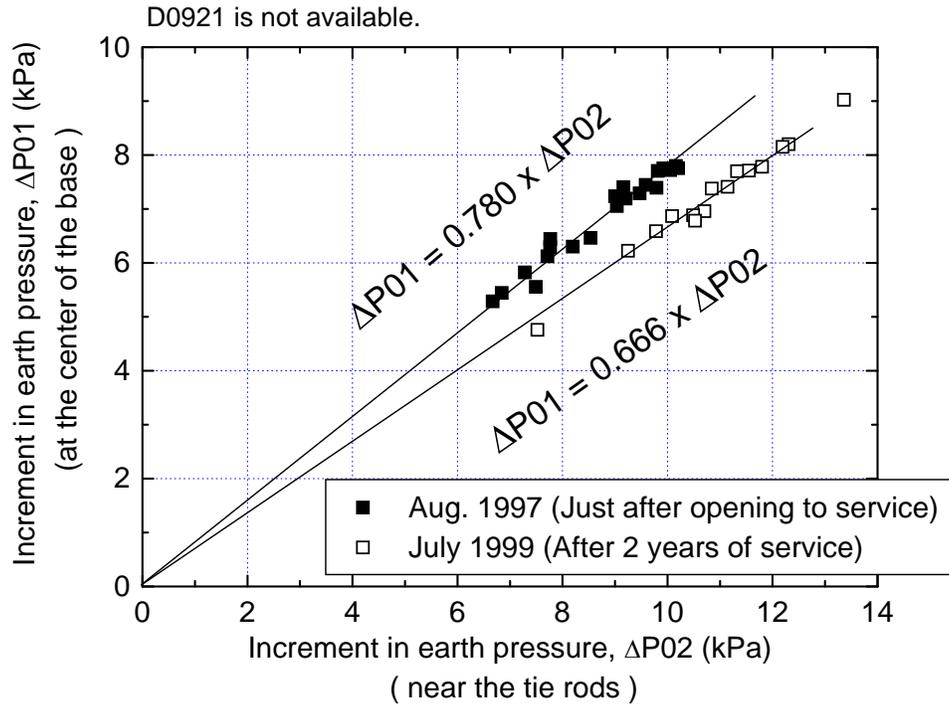


図3-7-5 列車通過時の橋脚（P1）の中央部とタイロッド津金の土圧の変動の比較

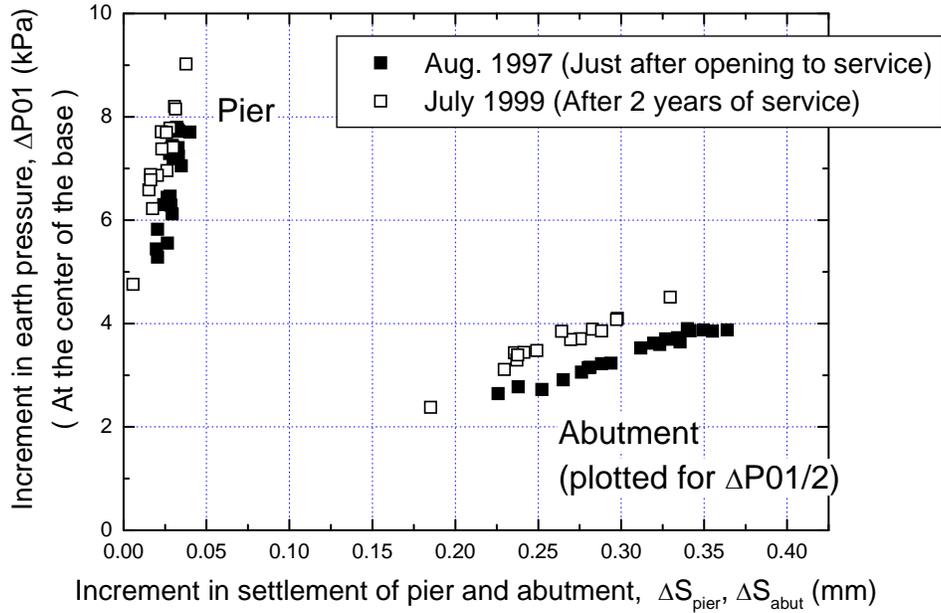


図3-7-6 列車通過時の橋脚 (P1)、橋台 (A2) の鉛直圧縮量と橋脚の中央部の土圧の変動の比較

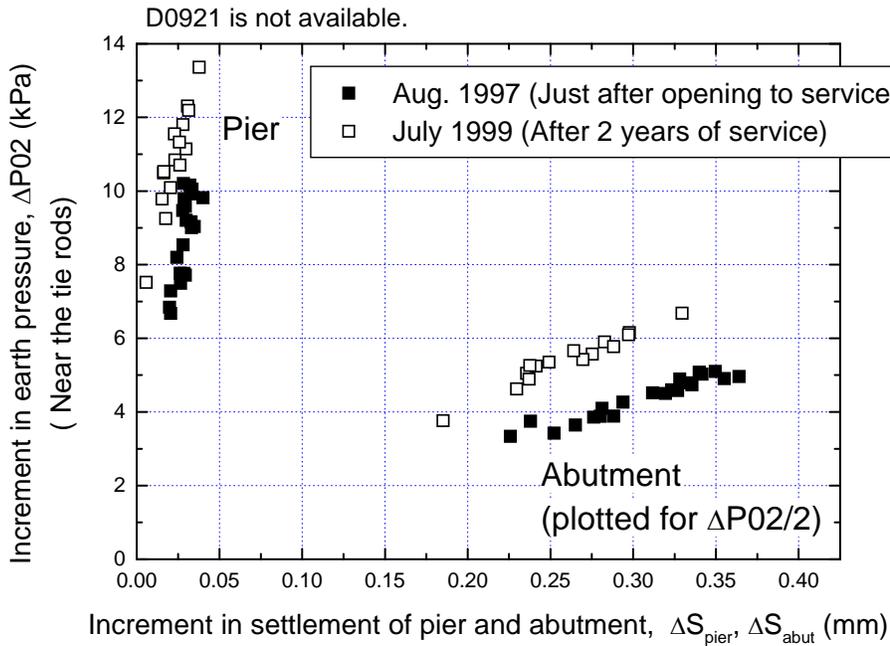


図3-7-7 列車通過時の橋脚 (P1)、橋台 (A2) の鉛直圧縮量と橋脚のタイロッド付近の土圧の変動の比較

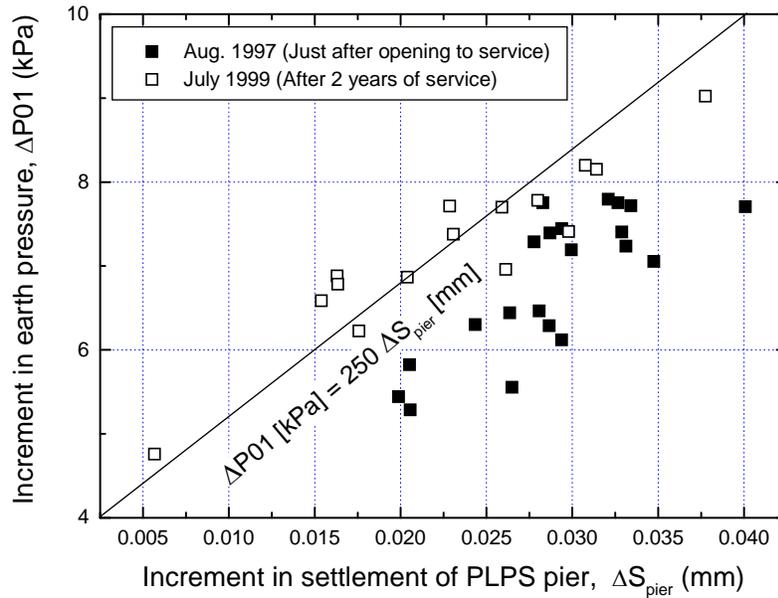


図3-7-8 列車通過時の橋脚(P1)の鉛直圧縮量と橋脚の中央部の土圧の変動の比較
(図3-7-6の拡大図)

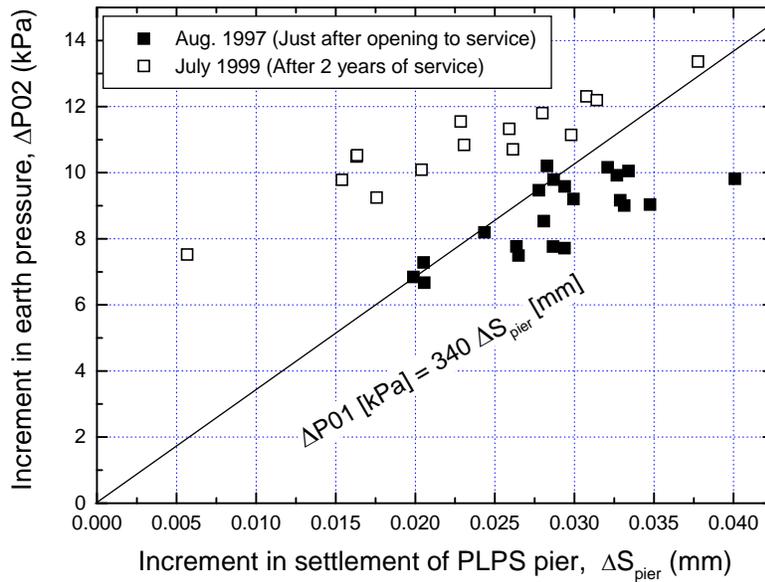


図3-7-9 列車通過時の橋脚(P2)の鉛直圧縮量と橋脚のタイロッド付近の土圧の変動の比較
(図3-7-7の拡大図)

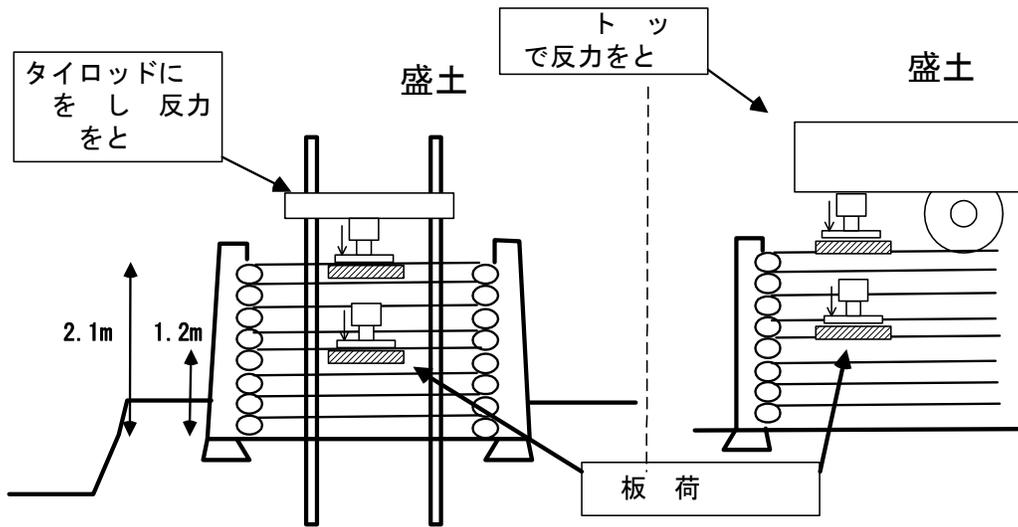


図3-8-1 橋脚(P1)、橋台(A2)の平板載荷試験・密度試験の位置と試験法

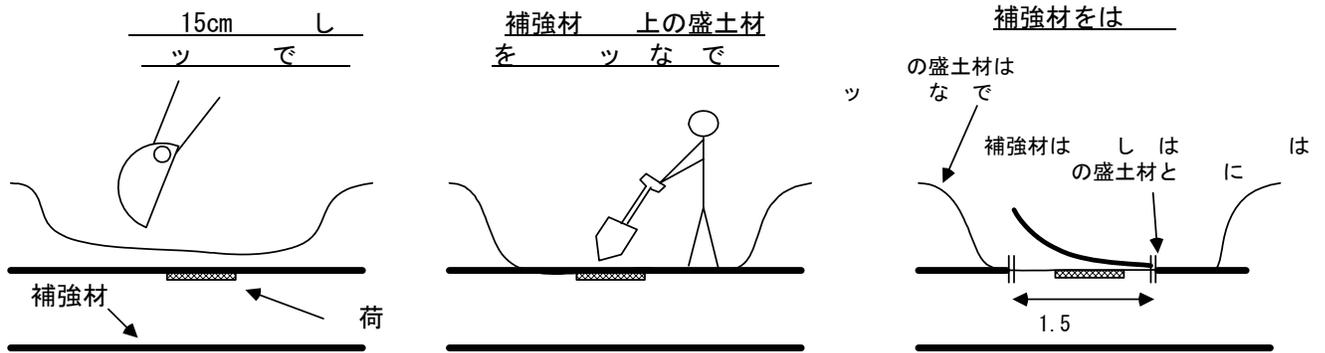


図3-8-2 橋脚(P1)、橋台(A2)の平板載荷試験・密度試験の試験面の整形

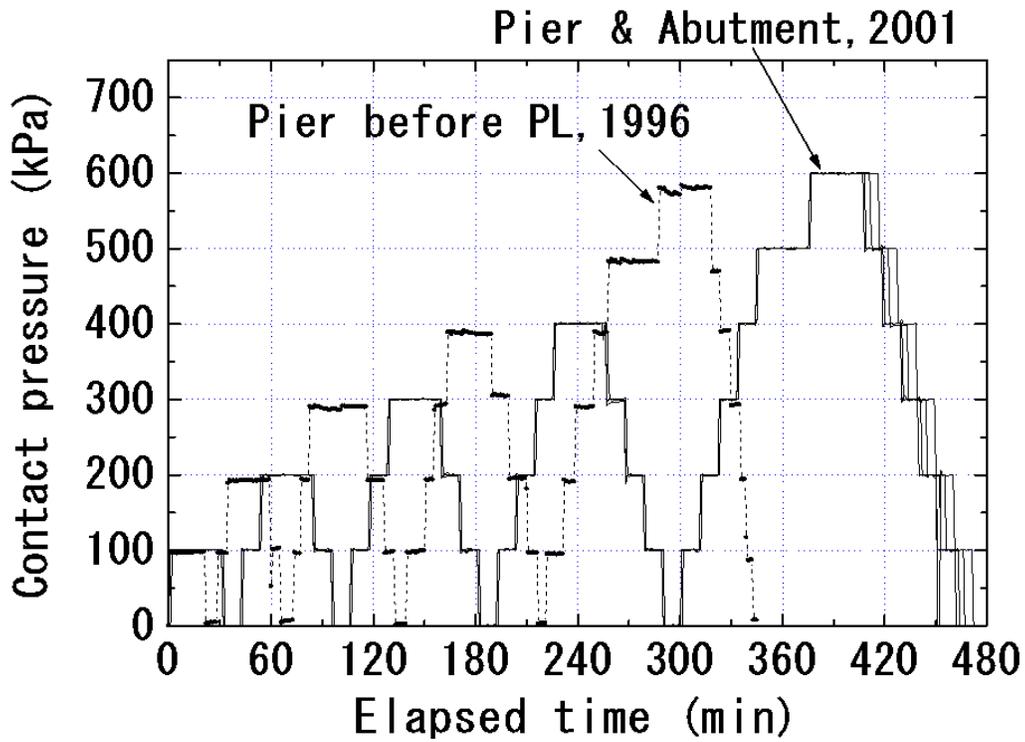


図3-8-3 橋脚 (P1)、橋台 (A2) の平板載荷試験の載荷パターン

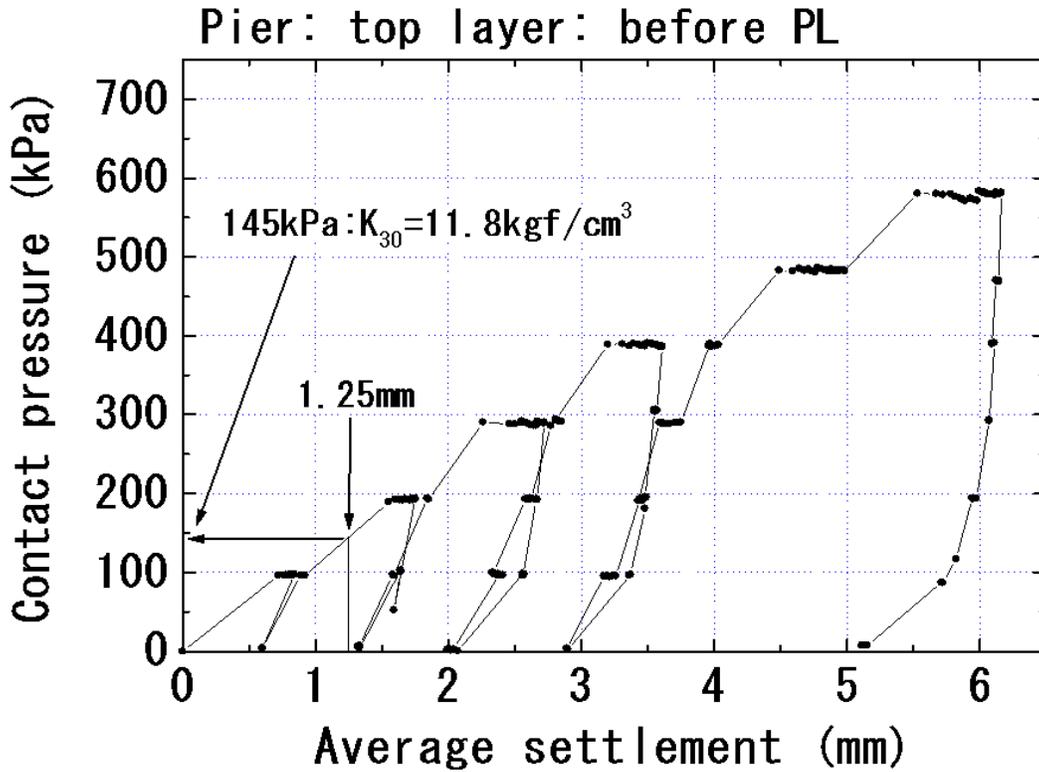


図3-8-4 橋脚 (P1) の平板載荷試験の荷重沈下曲線 (プレロード前、天端)

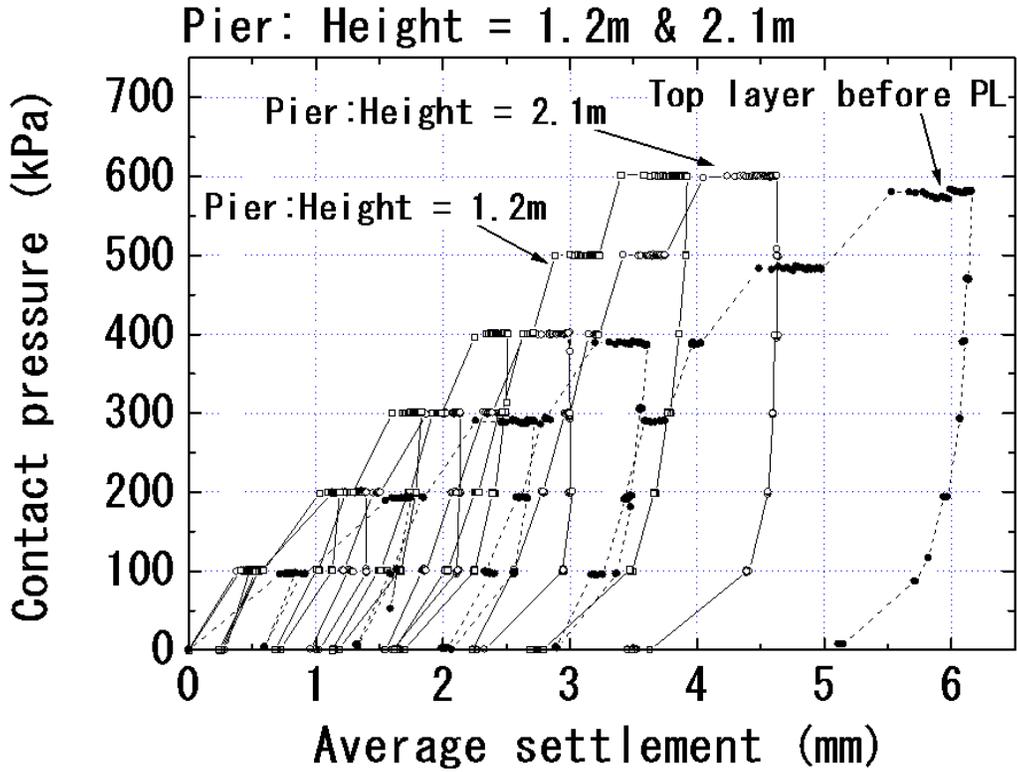


図3-8-5 橋脚 (P1) の平板載荷試験の荷重沈下曲線 (解体時)

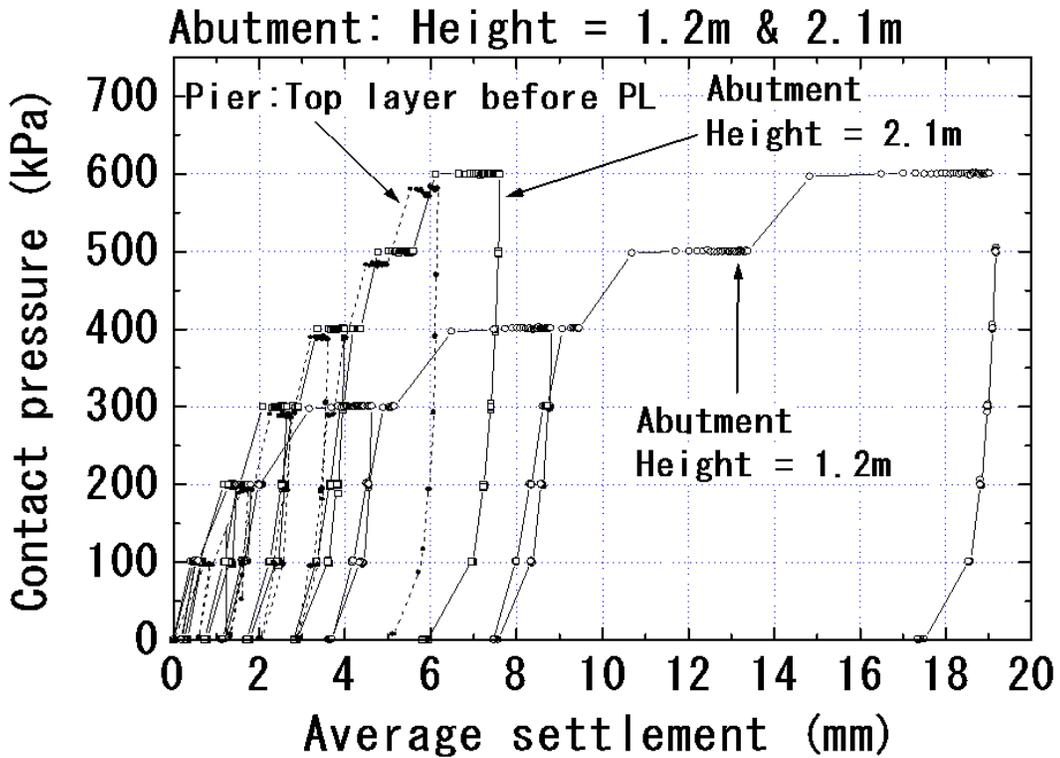


図3-8-6 橋台 (A2) の平板載荷試験の荷重沈下曲線 (解体時)

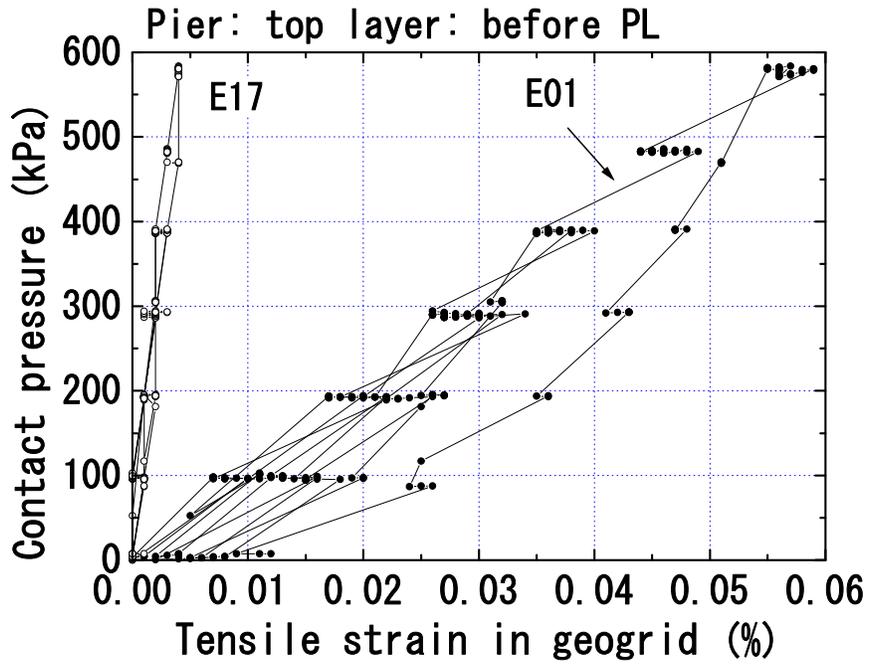


図3-8-7 橋脚（P1）の平板載荷試験時の荷重と補強材ひずみの関係（プレロード前、天端）

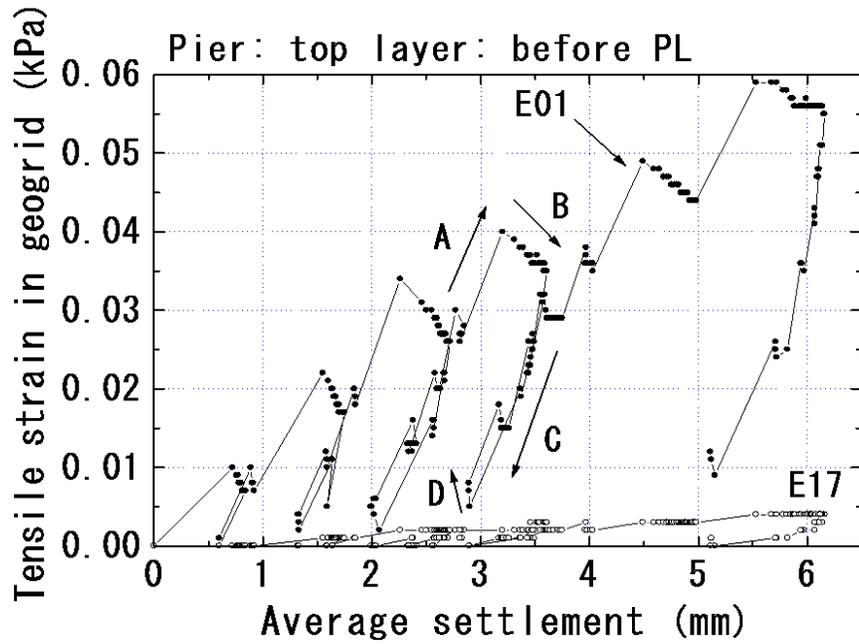


図3-8-8 橋脚（P1）の平板載荷試験時の補強材ひずみと沈下量の関係（プレロード前、天端）

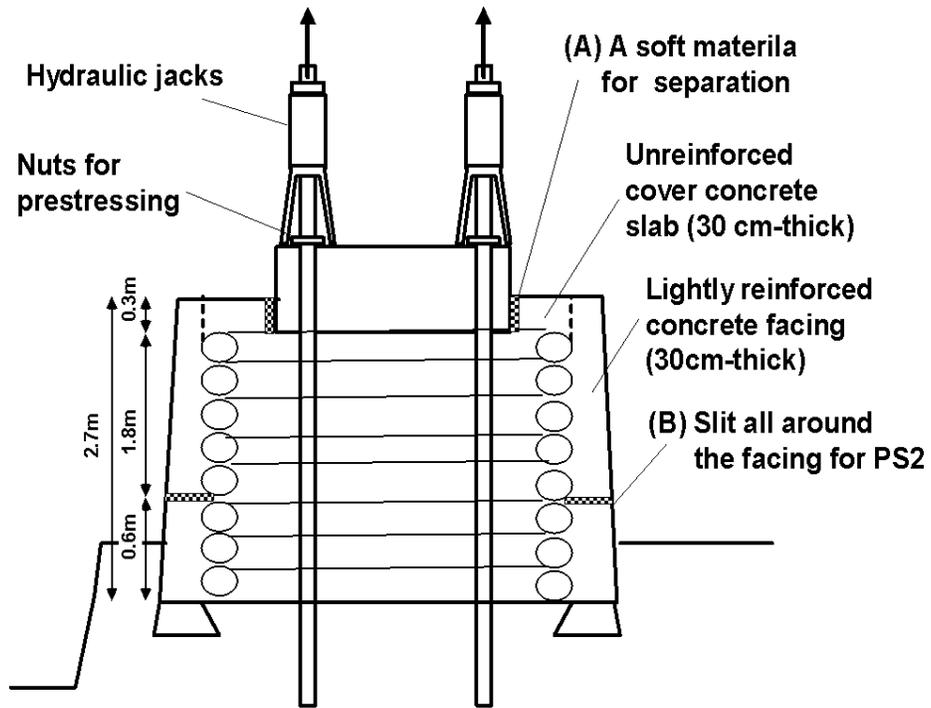


図3-9-1 橋脚 (P1) の鉛直載荷試験時の載荷装置とRC小橋台、RC壁面工の関係

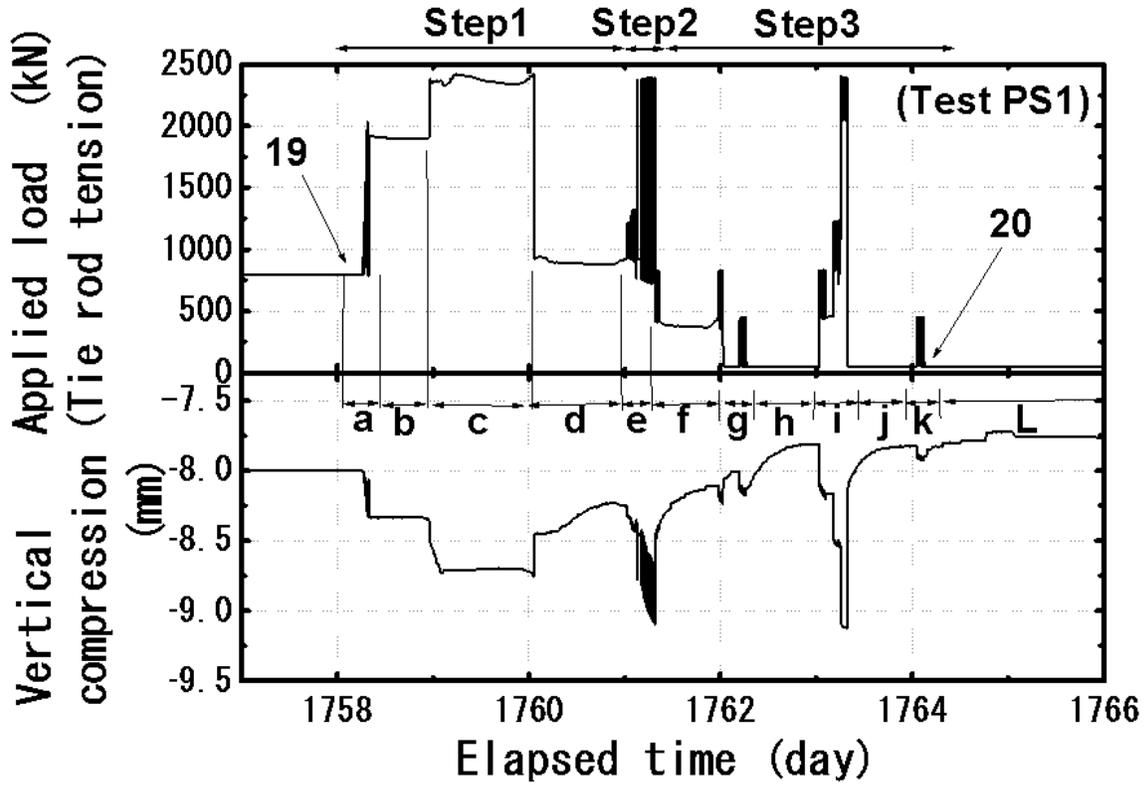


図3-9-2 橋脚 (P1) の鉛直載荷試験 (PS1) の荷重 (タイロッド張力) と鉛直圧縮量

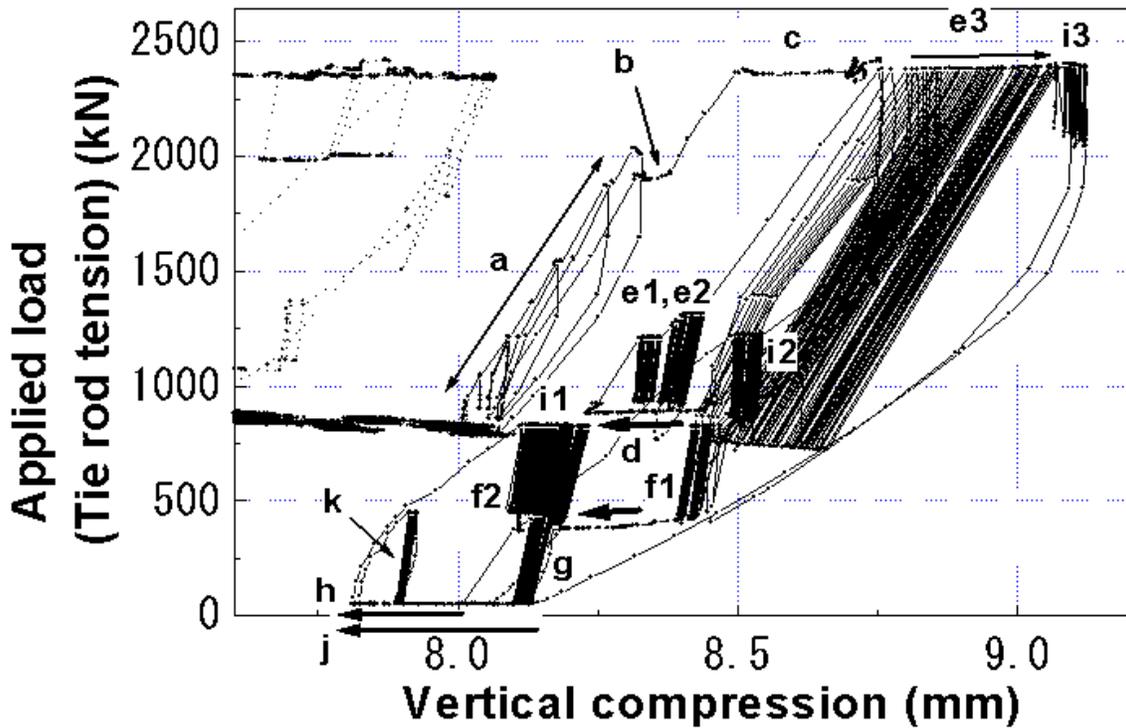


図3-9-3 橋脚 (P1) の鉛直載荷試験 (PS1) の荷重 (タイロッド張力) と鉛直圧縮量

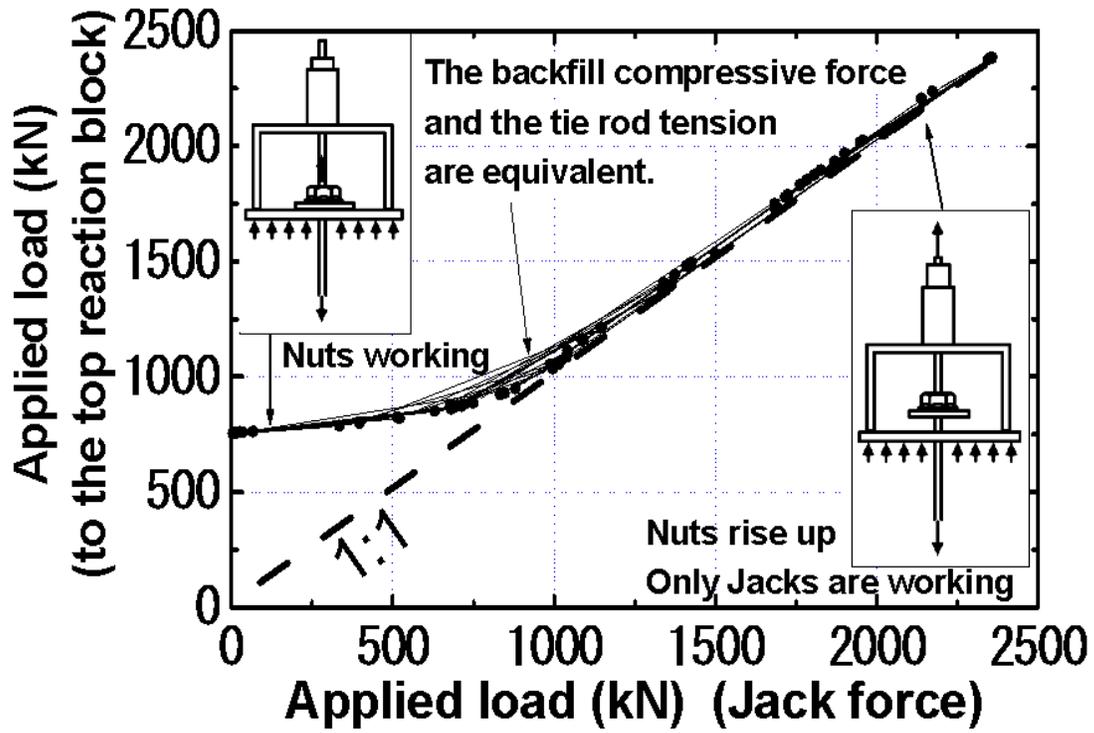


図3-9-4 橋脚 (P1) のジャッキ荷重とRC小橋台への荷重の関係 (ナット締結時)

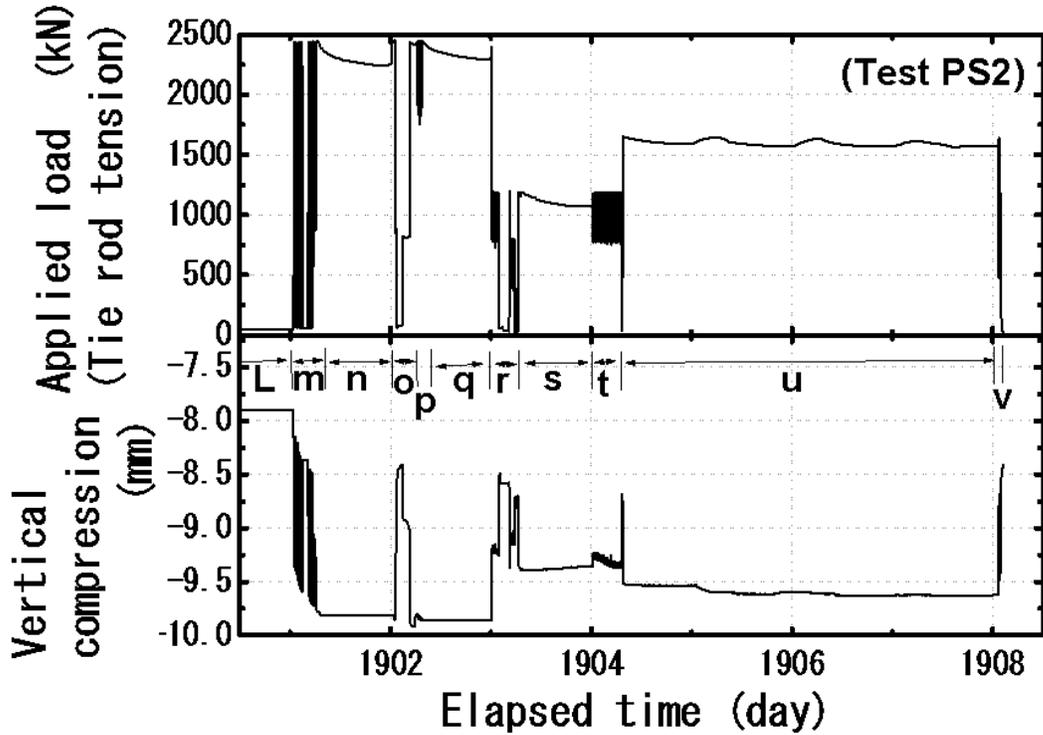


図3-9-5 橋脚 (P1) の鉛直載荷試験 (PS2) の荷重 (タイロッド張力) と鉛直圧縮量

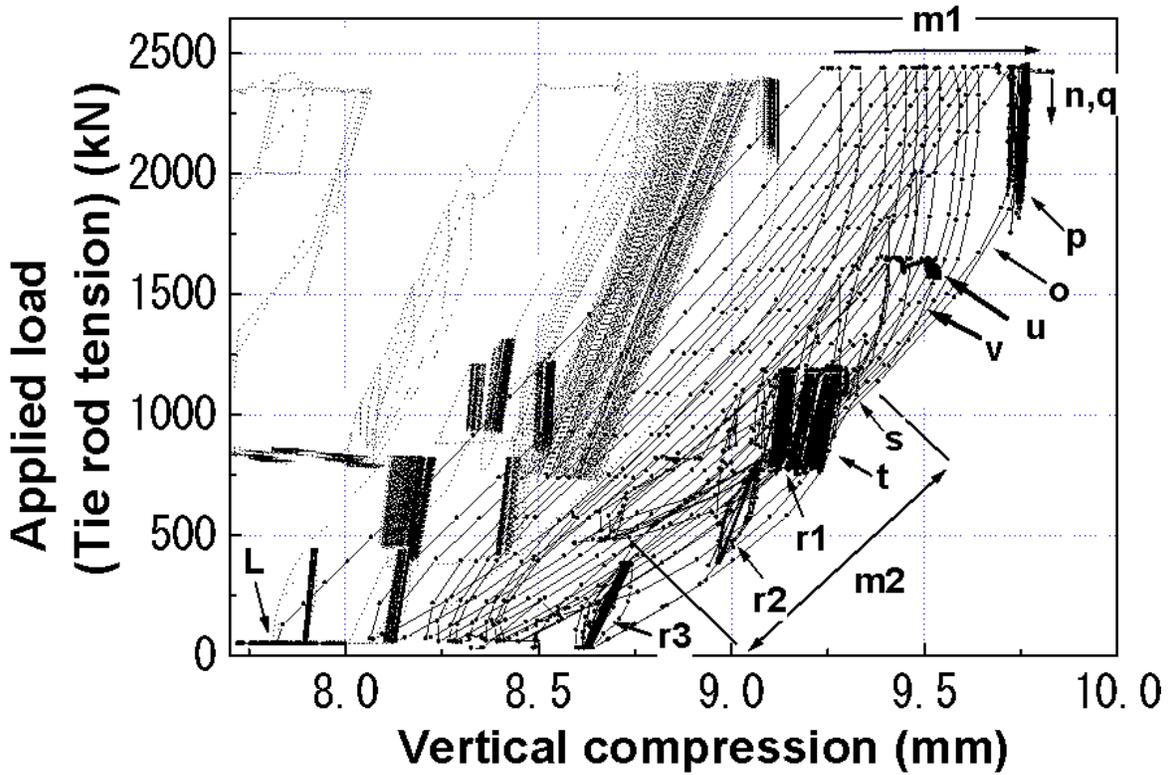
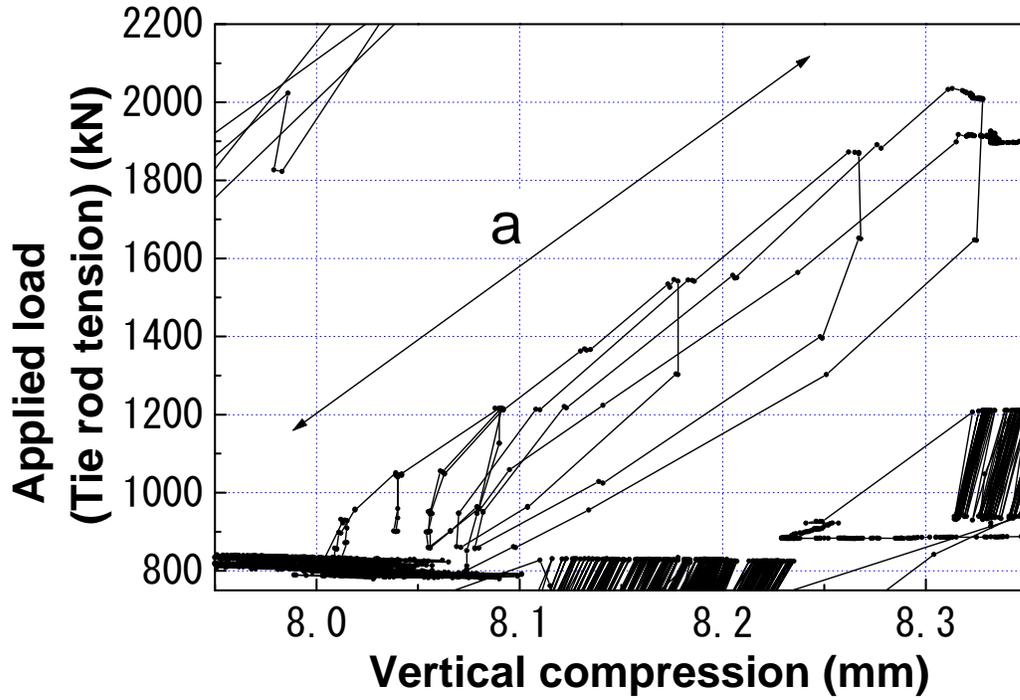


図3-9-6 橋脚 (P1) の鉛直載荷試験 (PS2) の荷重 (タイロッド張力) と鉛直圧縮量

a)



b)

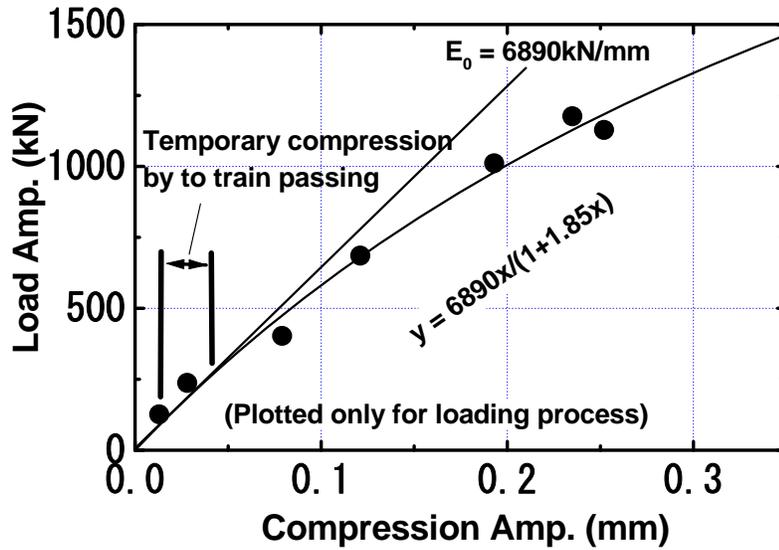
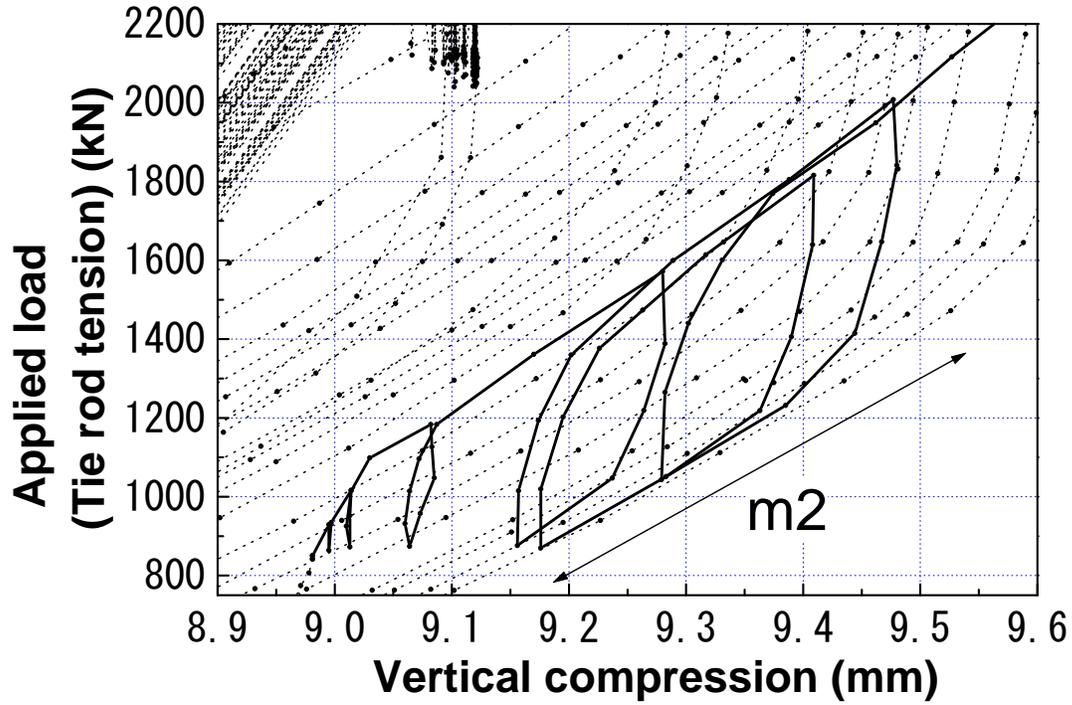


図3-9-7 橋脚 (P1) の荷重 (タイロッド張力) と鉛直圧縮量 (ステージ a)

a)



b)

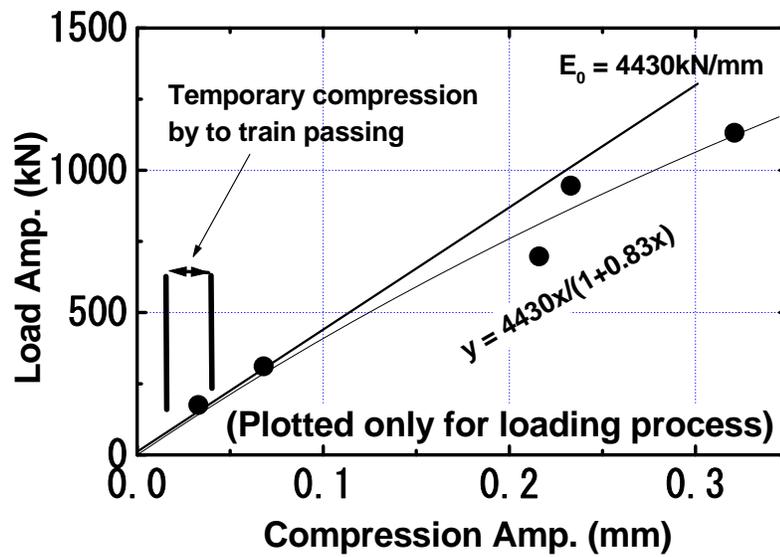


図3-9-8 橋脚 (P1) の荷重 (タイロッド張力) と鉛直圧縮量 (ステージm2)

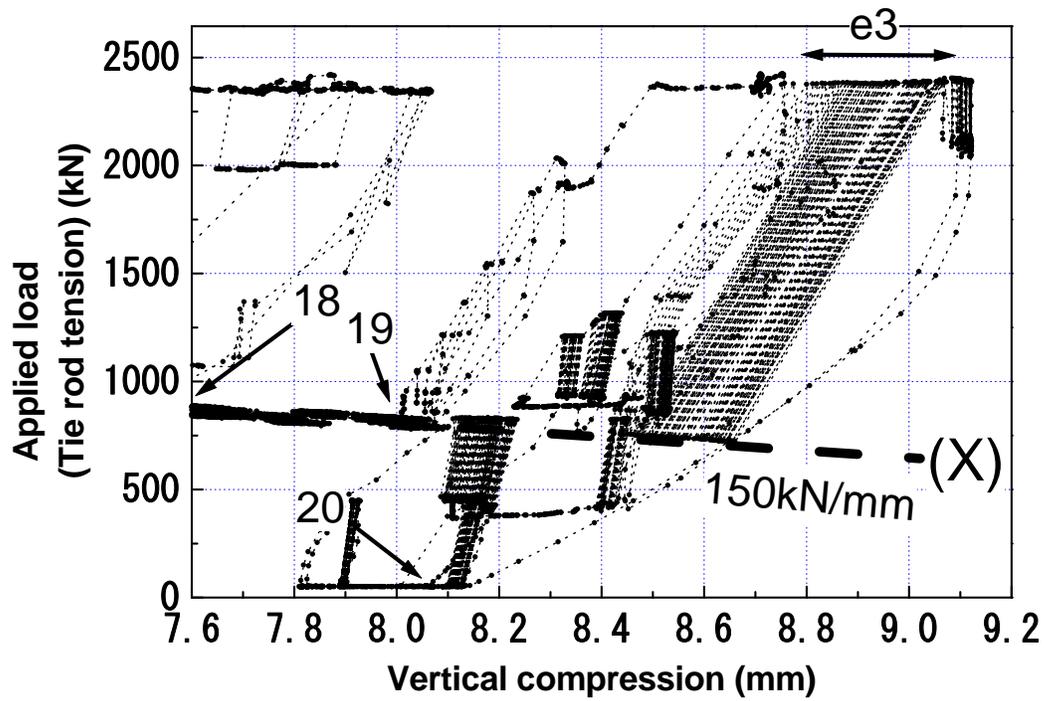


図3-9-9 橋脚 (P1) の荷重 (タイロッド張力) と鉛直圧縮量 (ステージ e3) および、タイロッドの剛性の検討

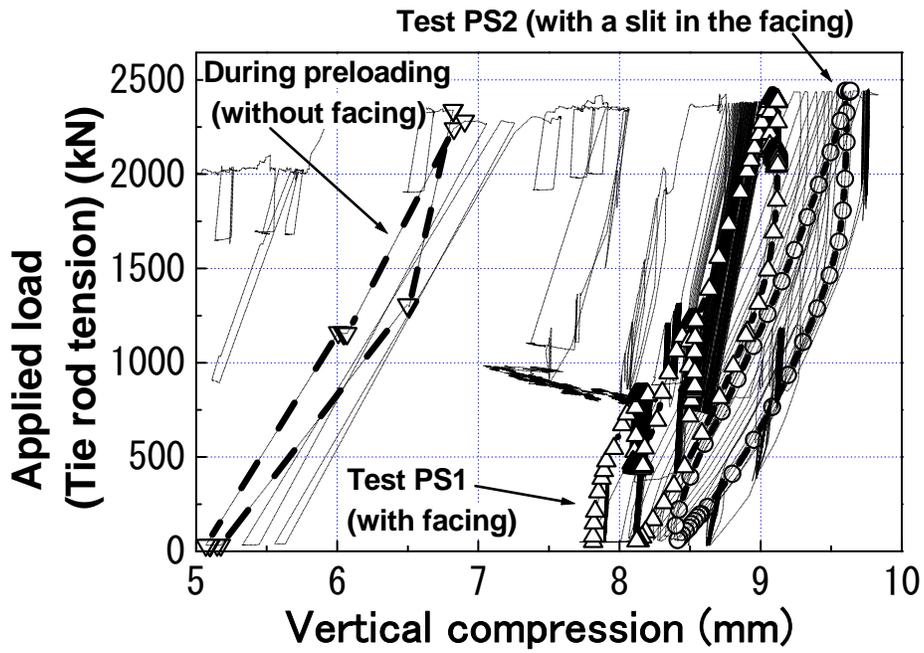


図3-9-10 橋脚 (P1) のプレロード前、鉛直載荷試験PS1、PS2の剛性の比較

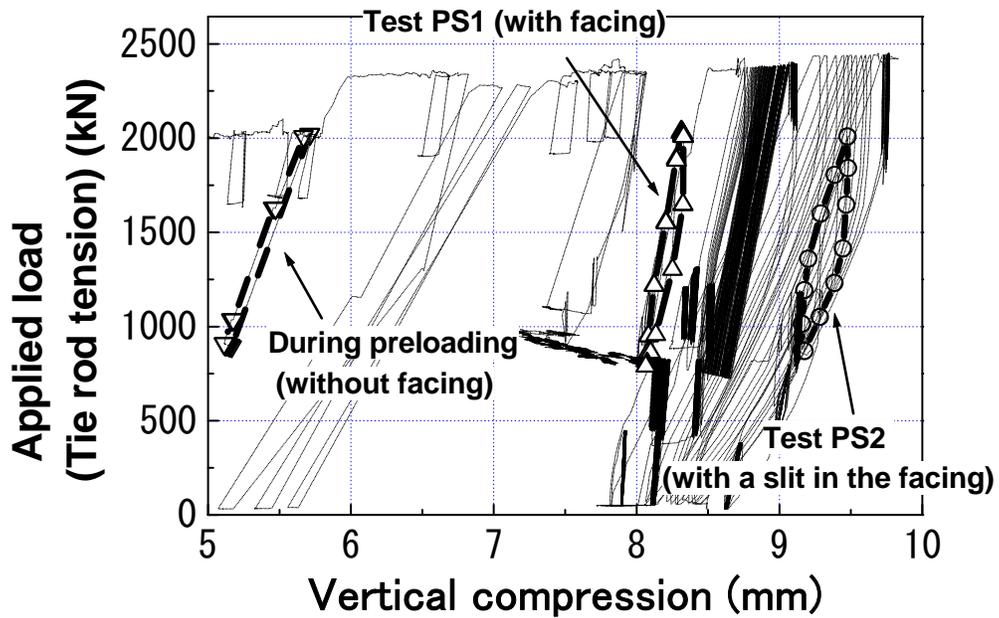


図3-9-11 橋脚 (P1) のプレロード前、鉛直載荷試験PS1、PS2の剛性の比較

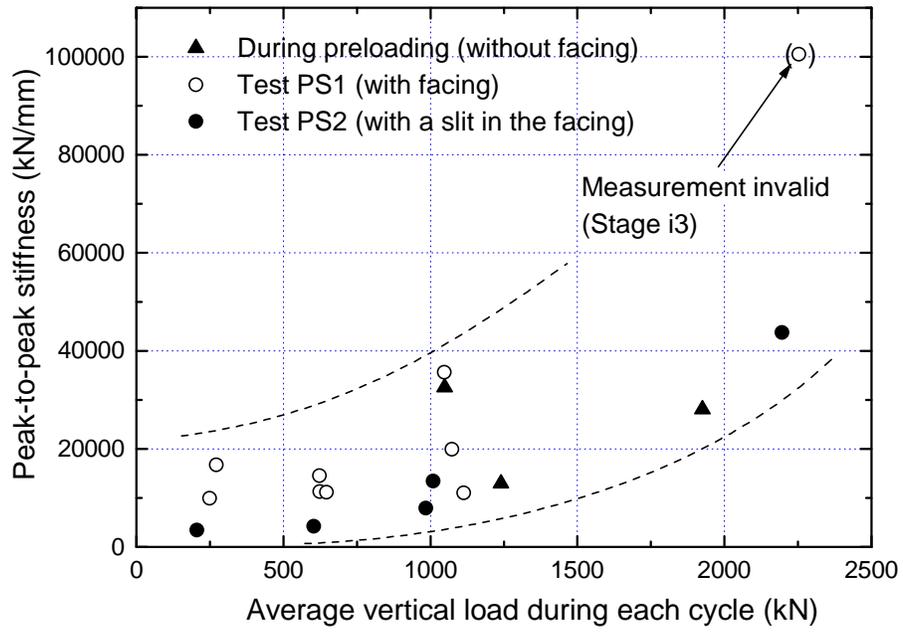


図3-9-12 橋脚(P1)の荷重レベルによる剛性の比較

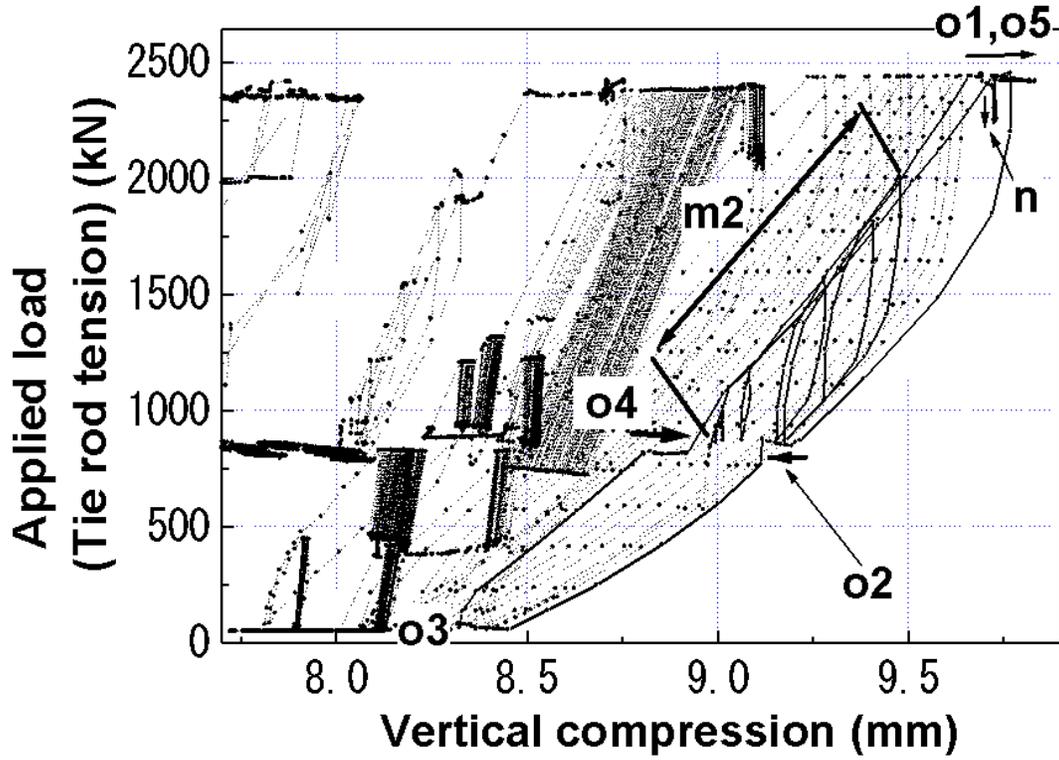


図3-9-13 橋脚(P1)の荷重保持時の変形挙動(ステージO)

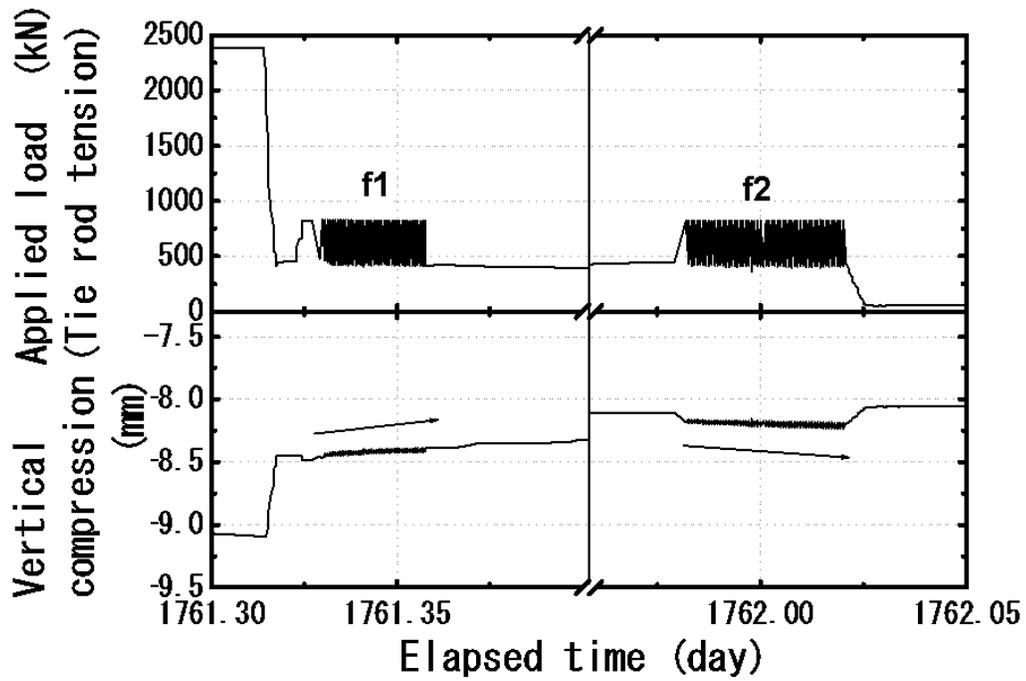


図3-9-14 橋脚(P1)の繰返し載荷時の変形挙動(ステージf)

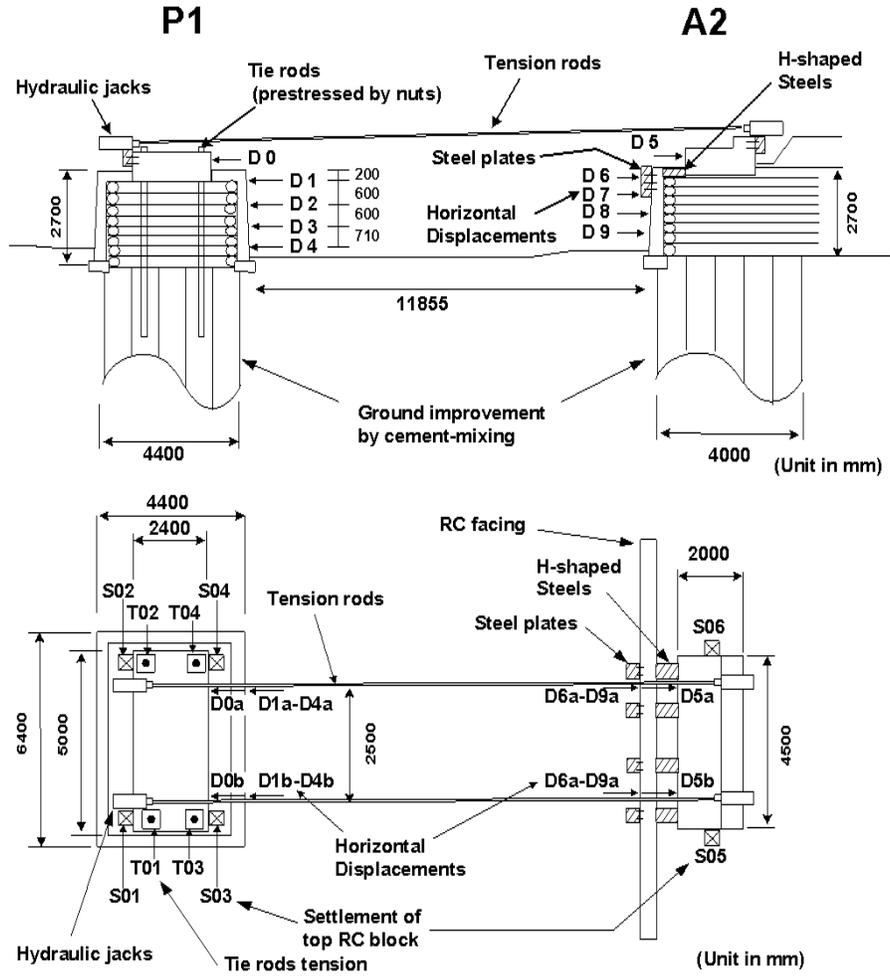


図3-10-1 橋脚 (P1)、橋台 (A2) の水平載荷試験のセットアップ

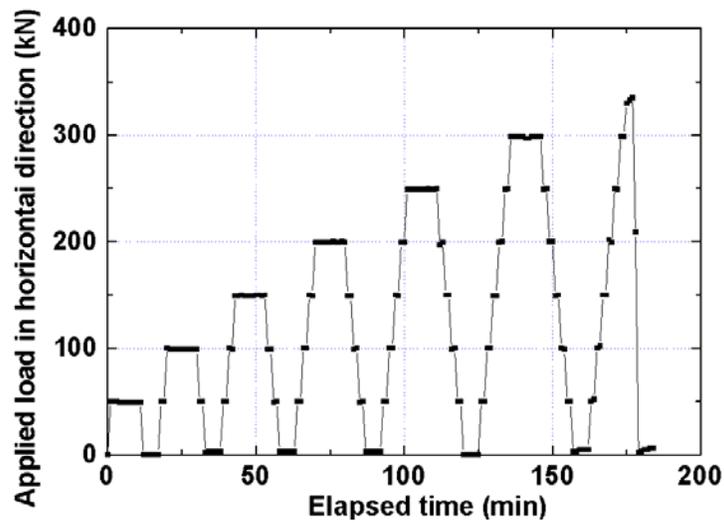


図3-10-2 橋脚 (P1)、橋台 (A2) の水平載荷試験の載荷パターン

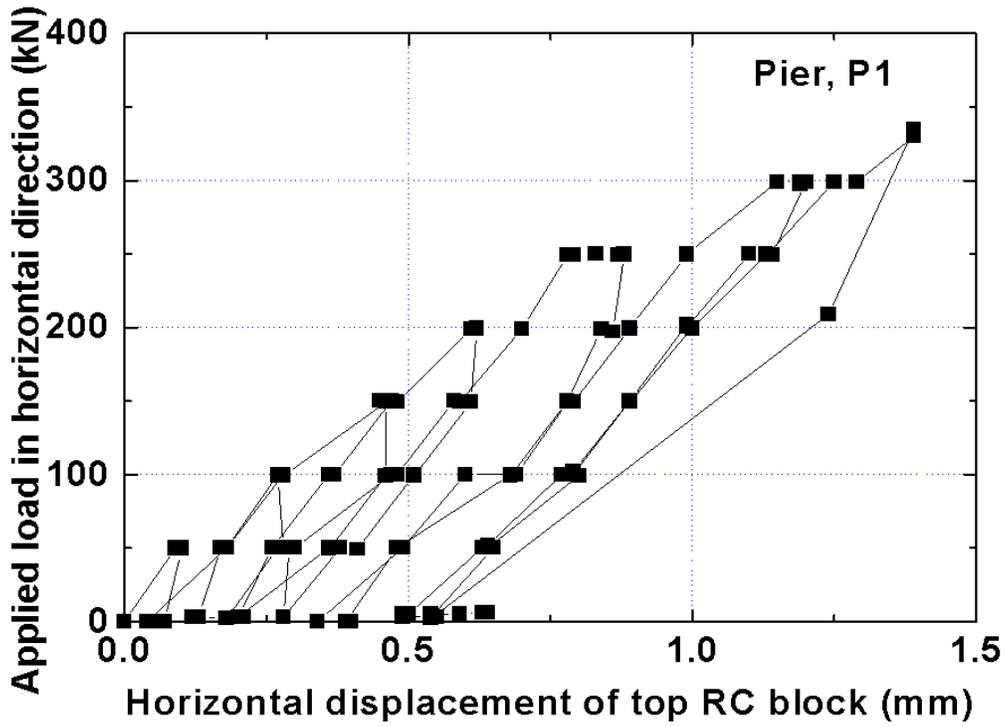


図3-10-3 橋脚 (P1) の水平荷重とRC小橋台の水平変位の関係

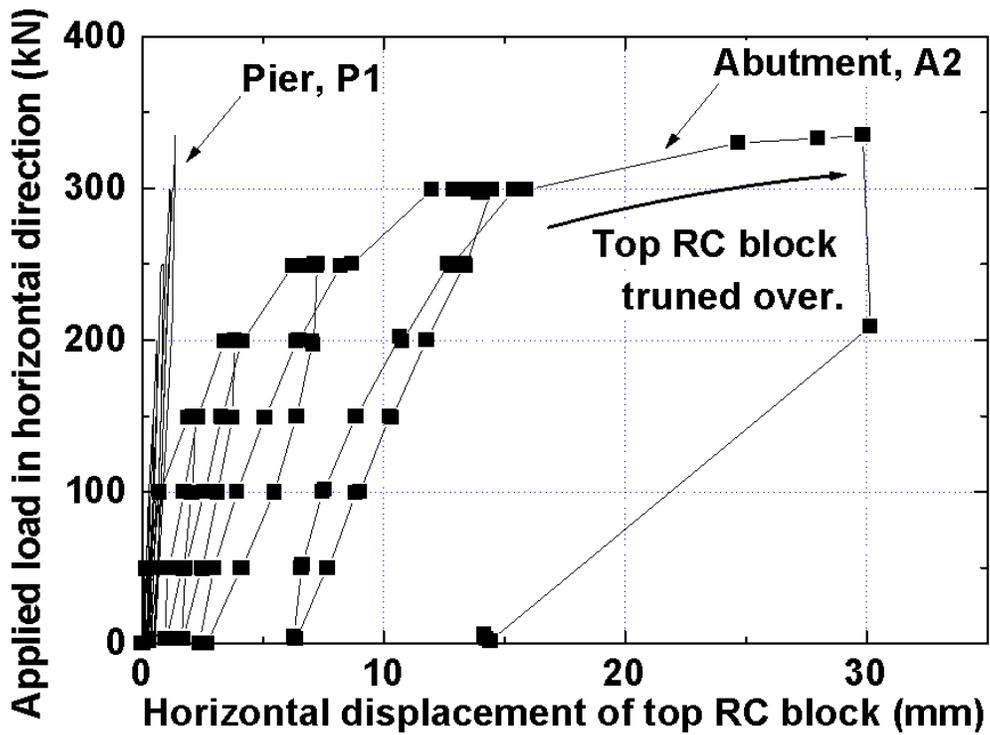


図3-10-4 橋台 (A2) の水平荷重とRC小橋台の水平変位の関係

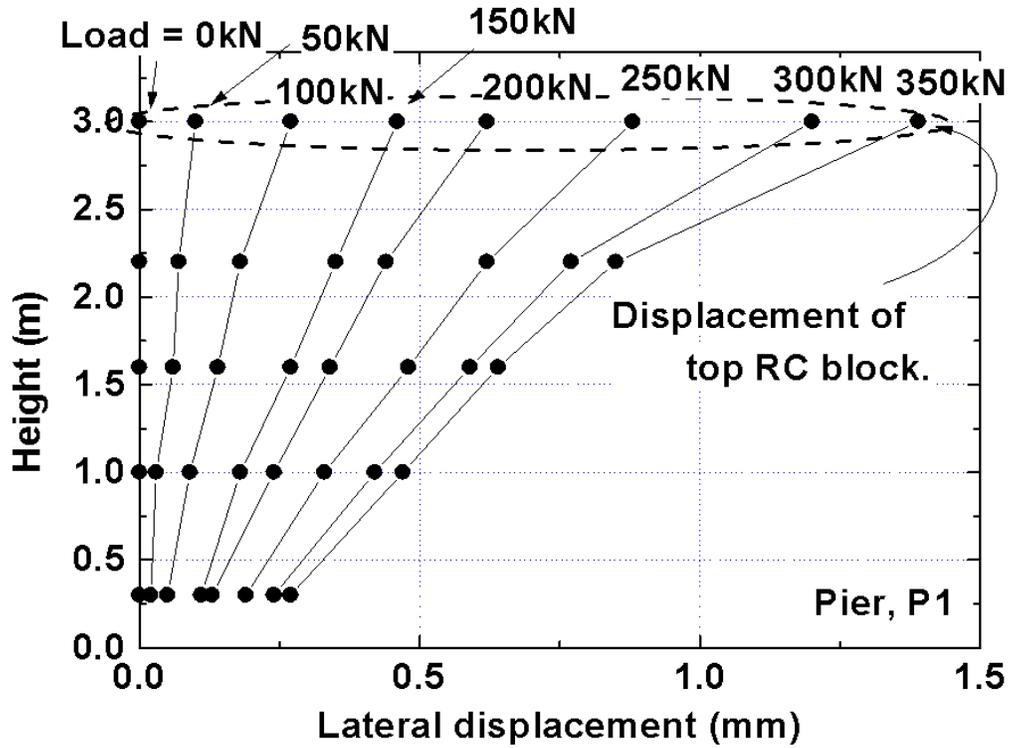


図3-10-5 橋脚 (P1) のRC壁面工、RC小橋台の水平変位

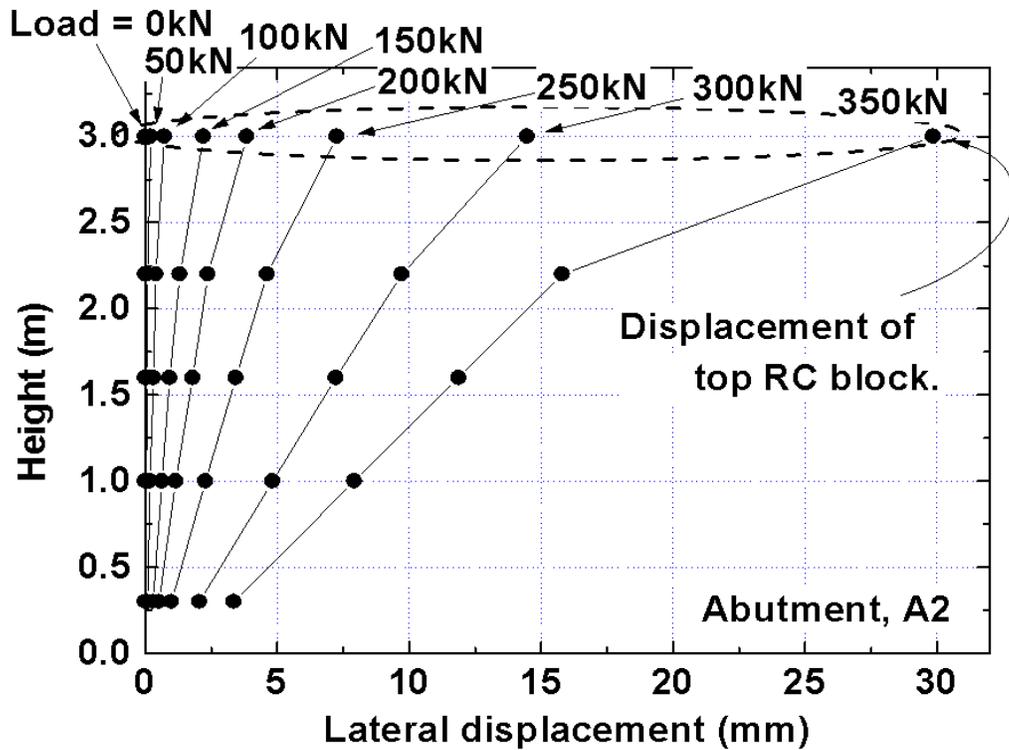


図3-10-6 橋台 (A2) のRC壁面工、RC小橋台の水平変位

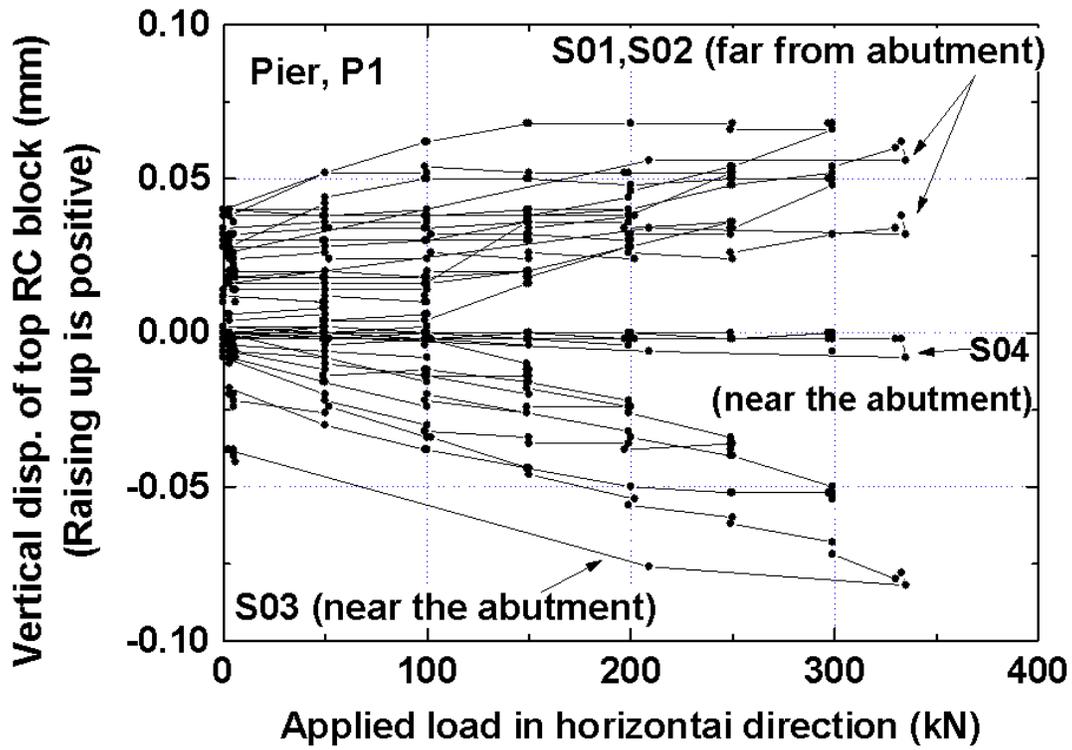


図3-10-7 橋脚 (P1) のRC小橋台の鉛直変位と水平荷重の関係

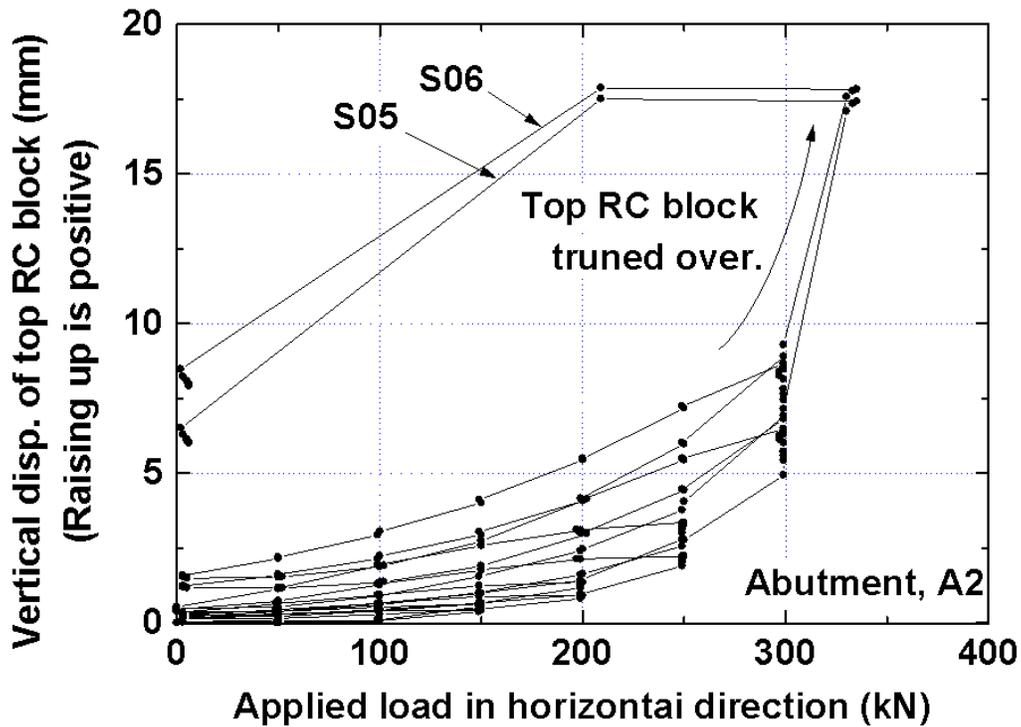


図3-10-8 橋台 (A2) のRC小橋台の鉛直変位と水平荷重の関係

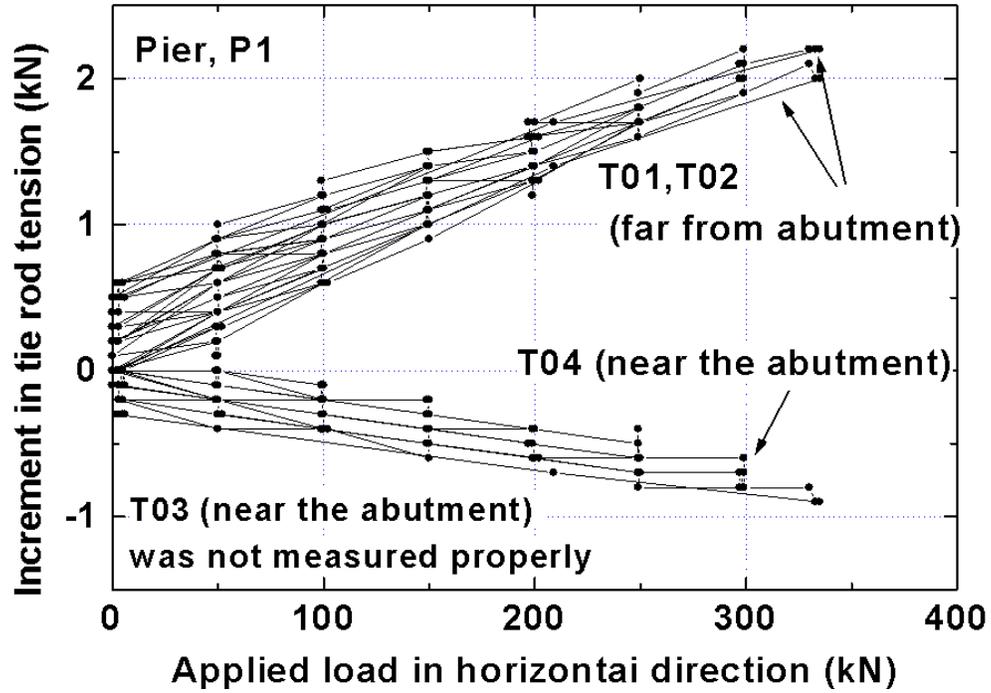


図3-10-9 橋脚(P1)のRC小橋台のタイロッド張力と水平荷重の関係

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測

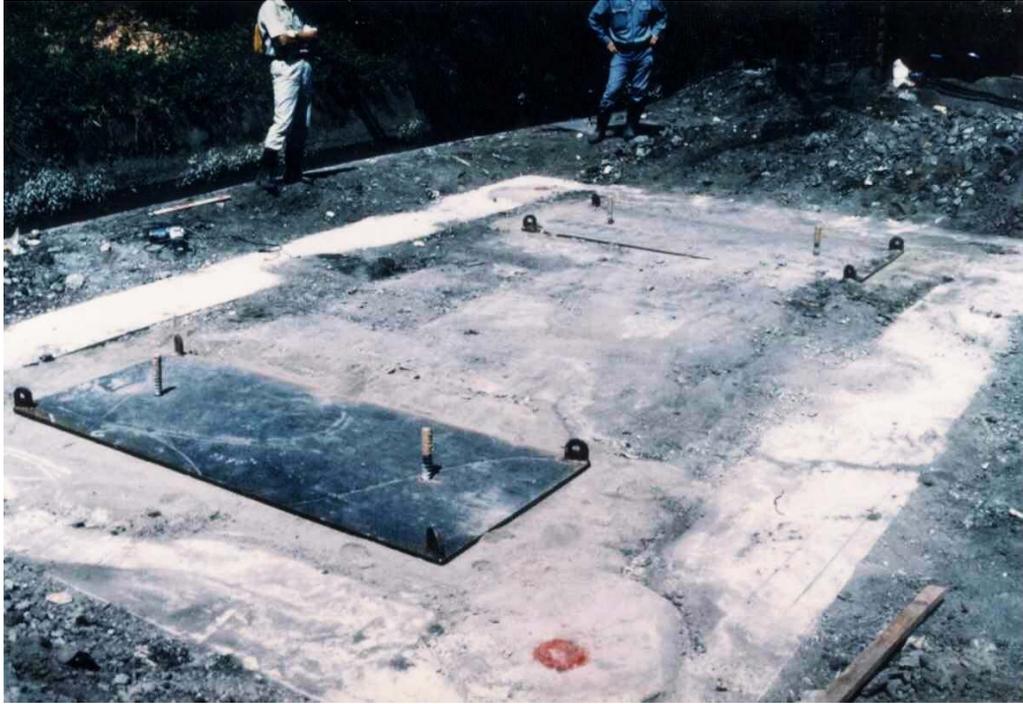


写真 3-1 PL・PS橋脚 (P1) の建設 (整地・地盤改良・タイロッドの定着)

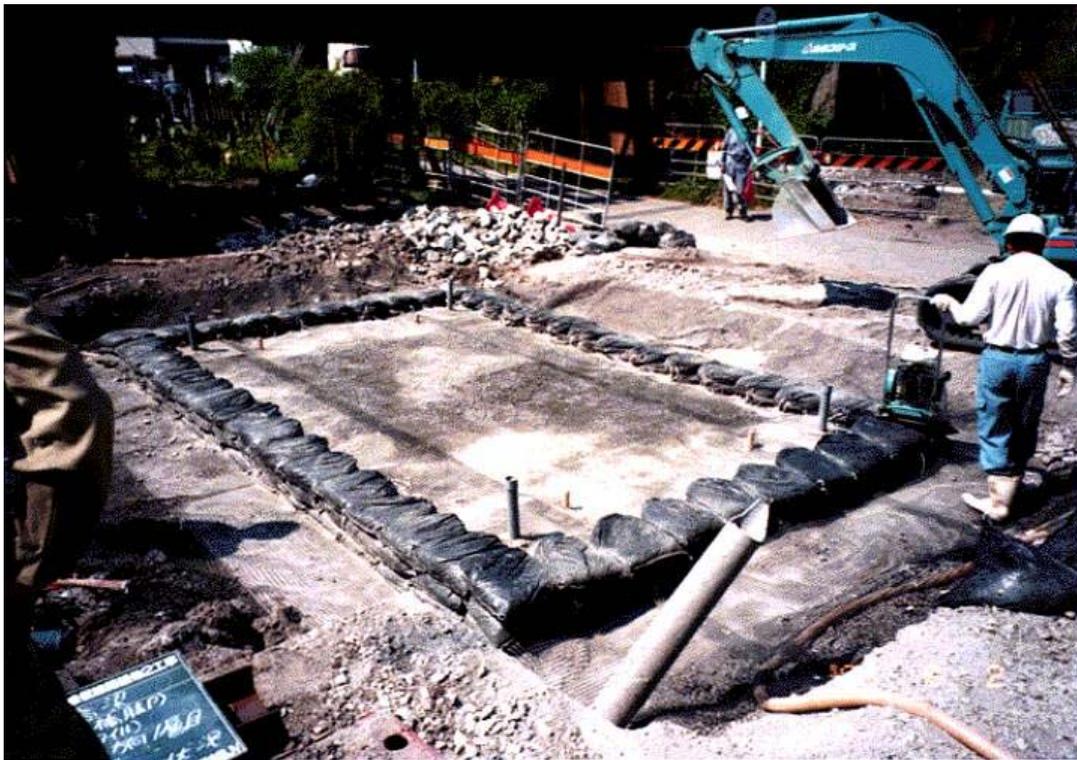


写真 3-2 PL・PS橋脚 (P1) の建設 (第1層構築)

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測



写真 3-3 PL・PS橋脚 (P1) の建設 (締固め状況)



写真 3-4 PL・PS橋脚 (P1) の建設 (プレロード状況)

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測



写真 3-5 PL・PS橋脚 (P1) の建設 (供用開始)



写真 3-6 PL・PS橋台 (A2) の建設 (RC壁面工打設前)

第3章 実施工PL・PS橋脚の建設と計測



写真 3-7 プレロード・鉛直荷重装置



写真 3-8 タイロッドとRC小橋台の定着機構

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

4-1 クリープ・リラクゼーション試験

第3章で説明したPL・PS補強盛土の実物大模型実験、および、第5章で説明した実施工PL・PS補強土橋脚では、プレロードの載荷、除荷の後、プレストレスを導入して張力材と反力板とを互いに固定した状態でのプレストレスの長期変動を計測した。その結果、変位を固定すると、盛土材料のクリープ・リラクゼーションによって、プレストレスが減少したが、その減少率はゆっくりしたものであり、実物大模型では1年、実施工橋脚では4年半にわたって放置された後も、初期プレストレス荷重の8割以上が維持されていた。

また、実物大模型でのプレロードの載荷条件による比較、および、実施工橋脚の鉛直載荷試験の結果から、高いプレロード荷重を長時間加えることで橋脚にクリープ変形をさせた後に、プレストレス荷重まで除荷することで、プレストレス状態での盛土のクリープ・リラクゼーションとそれに伴うプレストレスの低下を防ぐ効果が得られることが確かめられた。

PL・PS補強土工法の実用化のためには、これらの現象のメカニズムを理解し、適切な工夫をする必要がある。その基礎として、最も主要な構成材料である盛土材の粒度調整碎石のクリープ・リラクゼーションの性質を室内の大型三軸圧縮試験を行って研究した。これらの試験では、供試体に補強材は入れていない。

三軸圧縮試験では、レキを締固めて作った供試体に軸圧縮応力をかけて、軸応力を一定に保つクリープ試験、軸ひずみを一定に保つリラクゼーション試験、軸応力の比較的はやい速度での載荷・除荷を繰り返し行った。その途中で、軸ひずみの微小な繰り返し載荷を行って、弾性係数を計測した。その後、破壊荷重まで載荷して、強度を確認した。

4-1-1 試験の概要

三軸圧縮試験で用いた試料は、次の2種類である。

- ・千葉実験所の実物大模型で用いた粒度調整碎石（第2章）
含水比は 6.8 % 、湿潤密度は 1.94 g/cm^3 （乾燥密度 1.82 g/cm^3 ）
- ・実施工PL・PS補強土橋脚に用いた粒度調整碎石（第3章）
含水比は 3.3 % 、湿潤密度は 2.01 g/cm^3 （乾燥密度 1.95 g/cm^3 ）

供試体は、名目寸法 $23 \text{ cm} \times 23 \text{ cm} \times 57 \text{ cm}$ の直方体である。締固めは、約 4 cm ずつ 14 層に分けて、電動ランマーで行った。メンブレンは、厚さ 2 mm である。供試体の上下端面は、ろ紙、ナイロンメッシュ、ろ紙の3層を敷いており、キャップ・ペDESTALとの摩擦軽減の処理はしていない。

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

大型三軸圧縮試験装置は、三軸圧力室（セル、キャップ、ペDESTAL、載荷ロッド）、載荷装置（油圧ジャッキ、制御装置、制御信号のジェネレーターまたはパソコンの D/A コンバーター）、セル圧供給装置、負圧供給装置、供試体作製用モールドからなる。ただし、この試験では拘束圧が大気圧より小さいため、三軸セルは用いずに背圧で一定の有効拘束圧を与えた。

計測は、軸荷重、有効拘束圧、供試体の軸方向ひずみ、軸直交方向ひずみを測った。すべて、各計測器からの信号をアンプで増幅して A/D コンバーター（±5 volt）でパソコンに取り込んで記録した。

供試体の概要と計測器の配置を図4-1-1 に示す。

供試体の軸方向ひずみは、載荷ロッドの動きをセル外で測る外部変位計（ひずみゲージ式、ストローク 10 cm）、キャップの動きをセル内で測る非接触式変位計（ギャップセンサー GS、ストローク 8 mm）、供試体側面の鉛直線上に並ぶ2点間の距離の変化を測る局所変位測定装置（LDT、設置時の初期ゲージ長 約 50 cm）を用いてそれぞれ測定した。

供試体の軸直交方向（よこ）ひずみは、供試体側面の水平線上に並ぶ2点間の距離の変化を測る局所変位測定装置（LDT、設置時の初期ゲージ長 約 18 cm）を用いて測定した。

LDTは、リン青銅の細長い板にひずみゲージを張り付けたもので、両端の2点間の距離の変化がゲージのひずみに変換される。両端は、金属を「く」の時に曲げたもの（ヒンジ）を被測定物に張り付けてそれに引っかける。これを供試体の側面のメンブレンの上に貼ることで、供試体の局所的な変形を測定する。ヒンジの変位によってLDTが曲がるのは座屈の現象で、理論上非線形なので、検定では2次式で近似して係数を求めた。供試体の局所変形を測るのは、供試体の両端のキャッピングの部分と中央部とは異なるひずみで変形をするベッディングエラーや、拘束圧によってメンブレンが供試体表面の凹凸の中にくい込むメンブレンペネトレーションのための測定誤差を除外するためである（図4-1-2、Goto,1986 など参照）。

4-1-2 試験の内容

ここでは、試験名CR2、CR3の2本の大型三軸試験の内容について述べる。

クリープ・リラクゼーション試験は、クリープやリラクゼーションの速度が、高い応力をかけて除荷した場合、さらに、高い応力でクリープさせてから除荷した場合に、減少するのではないか、ということに注目して行った。そのため、載荷パターンの中で、クリープ、リラクゼーション、載荷、除荷を交互に行い、載荷と除荷がクリープ・リラクゼーションに与える影響を調べることにした。

図4-1-3、図4-1-7、図4-1-11 は、それぞれ載荷試験CR2、CR3、CR6での、軸応力・軸ひずみ（LDTで計測）の時刻歴である。図中のCはクリープ（応力一定）の過程、Rはリラクゼーション（軸ひずみ一定）の過程を表す。

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

試験CR2のクリープ・リラクゼーション試験：(実物大模型の粒度調整砕石を使用)

有効拘束圧は一定で、49 kPa である。

まず、偏差応力 $q = 98 \text{ kPa}$ まで載荷して、6時間づつリラクゼーション(R1)、クリープ(C1)、リラクゼーション(R2)を順に行った。

それから、 $q = 196 \text{ kPa}$ まで載荷して、直ちに $q = 98 \text{ kPa}$ まで除荷し、再び6時間づつリラクゼーション(R3)、クリープ(C2)を行った。

つぎに、 $q = 196 \text{ kPa}$ まで載荷して、そのまま6時間クリープ(C3)させ、 $q = 98 \text{ kPa}$ まで除荷し、再び6時間づつリラクゼーション(R4)、クリープ(C4)を行った。

最後に、段階的に除荷しながら、2時間づつクリープ(C5~C8)させた。

その後、 $q = 49 \text{ kPa}$ まで除荷した後、有効拘束圧一定にして、最大強度まで載荷した。

試験CR3のクリープ・リラクゼーション試験：(実物大模型の粒度調整砕石を使用)

有効拘束圧は一定で、24.5 kPa である。

まず、 $q = 49 \text{ kPa}$ で9時間おいた(C0)。

つぎに、 $q = 137 \text{ kPa}$ まで載荷して、6時間づつリラクゼーション(R1)、クリープ(C1)、リラクゼーション(R2)を順に行った。

それから、 $q = 167 \text{ kPa}$ まで載荷してすぐに $q = 137 \text{ kPa}$ まで除荷し、再び6時間づつリラクゼーション(R3)、クリープ(C2)を行った。

つぎに、 $q = 167 \text{ kPa}$ まで載荷してそのまま6時間クリープ(C3)させ、 $q = 137 \text{ kPa}$ まで除荷し、再び6時間づつリラクゼーション(R4)、クリープ(C4)を行った。

最後に、段階的に除荷しながら、2時間づつクリープ(C5)させた。

その後、 $q = 24.5 \text{ kPa}$ まで除荷した後、有効拘束圧一定にして、最大強度まで載荷した。

試験CR6のクリープ試験：(実施工PL・PS橋脚の粒度調整砕石を使用)

有効拘束圧は一定で、49 kPa である。

まず、 $q = 196 \text{ kPa}$ まで載荷して、1時間のクリープ載荷(C1)を行った。

次に、 $q = 98 \text{ kPa}$ まで除荷して、1時間のクリープ載荷(C2)を行った。

次に、 $q = 294 \text{ kPa}$ まで除荷して、1時間のクリープ載荷(C3)を行った。

その後、除荷することなく、有効拘束圧一定にして、最大強度まで載荷した。

以上の載荷手順において、いずれも、クリープ、リラクゼーションの過程以外での載荷速度は、偏差応力 q の変化速度を一定値 49 kPa/min として制御した。また、それぞれ最後に行った「せん断試験」では、軸ひずみ速度一定 (0.06 %/min) で制御した。

ただし、リラクゼーションの試験は、CR2はGS、CR3とCR6はLDTの測定値を一定に保つように軸荷重を制御することで行った。そのため、CR2でのLDTで測った軸ひずみは、リラクゼーションの時にも変化する結果となった。

また、載荷途中の各応力段階で、軸応力振幅 9.8 kPa (0.1 kgf/cm^2) の微小振幅繰返し載荷を行った。この繰返し載荷は先に除荷してから載荷する(応力は低い方へ変化)という順番で行った。

4-1-3 試験の結果

図4-1-3 ~ 13 に、CR2、CR3、CR6の計測結果を示す。
これらのデータは、各計測器の値から次のようにして計算して得た。

偏差応力 q : (ロードセルの荷重) / (その時点での供試体の断面積)

有効拘束圧 σ_3 : 差圧計の値

軸ひずみ ε_1 : LDT1、LDT2 によるひずみの平均

横ひずみ ε_3 : 8本の横LDTによるひずみの平均

CR2のリラクゼーションの部分でLDTで測った軸ひずみが増加しているのは、ひずみ一定の制御をキャップの変位（ギャップセンサー：GS）を基準に行っているからである。

CR2のリラクゼーションの過程で、GSの値を一定に保つ、すなわちキャップの位置を一定に保ったとき、LDTによるひずみは伸びる方向へ起きている。LDTとGSの挙動の差としては、供試体上下端部の緩みやベッディングエラーが考えられるが、これらの部分はリラクゼーション中に軸方向に縮んでいたことになる。

4-1-4 クリープ・リラクゼーションについて

CR2で、時間に対する偏差応力の変化（図4-1-3）から、リラクゼーションの速度について考察する。リラクゼーション過程はR1からR4まであって、その間に、同じ応力下のクリープ(C1,C2,C4)、載荷と除荷、高応力下のクリープ(C3)がある。

CR2でこれら4つのリラクゼーションを比較すると、後になるほどリラクゼーションの速度は遅くなっている。さらに、R4（図4-1-5に拡大図）では、軸ひずみを拘束されて逆に応力が増加している。

R1とR2とのリラクゼーションの速度の差の原因は、R2はR1より後で行っているため、C1の影響だけでなく、R1で6時間のリラクゼーションを既に終えているということの影響もあるだろう。

しかし、R4で逆向きのリラクゼーションが起きているのは、それまでのクリープやリラクゼーションの過程を終えた後だから、という理由では説明できない。これは、直前に高い応力まで載荷しクリープさせた後に除荷してきた後だったからだろう。

つぎに、CR2で、時間に対する軸ひずみの変化（図4-1-3）により、クリープの速度について考察する。クリープ過程はC1からC5までである。C1では0.02%程度の軸圧縮変形をしているのに対して、載荷・除荷後のC2、載荷・クリープ・除荷の直後のC4では、ほとんど変形していない。さらに、段階的に除荷しながら行ったクリープC5では一定の圧縮応力のもとで供試体が逆に軸方向に伸びている（図4-1-4などではっきり分かる）。

CR3のクリープ・リラクゼーションの速度も、CR2と同じ傾向がある。しかし、CR2ほど顕著には現れていないようである。これは、拘束圧が低いために供試体作製時の締固めの応力履歴の影響が残っているからかもしれない。

CR6では、同じ応力下でのクリープ・リラクゼーション過程がないので直接比較ができないが、

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

$q = 200 \text{ kPa}$ から 100 kPa に除荷した後のクリープ過程 (C2) では、膨張する方向にも圧縮する方向にも、ほとんどひずみが増加していない。

これらの結果は、千葉実験所の実物大模型や実施工の PL・PS 橋脚で観察された、creep recovery の性質とよく合致する。

これらの結果から、実際の PL・PS 補強土工法においても、次の現象が予測される。

- ・ 予め盛土をクリープ変形させることで、供用開始後のプレストレスの長期的な低下を抑制できる。
- ・ 高い応力でクリープ変形を起こさせることで、さらに効果的にプレストレスの低下を抑制できる。
- ・ 高い応力で十分なクリープ変形を起こさせた後、除荷してプレストレス状態にすれば、creep recovery により、その後のプレストレスが増加することもある。

これらの現象は、実物大模型や実施工 PL・PS 橋脚での観察結果とも一致する。

また、盛土を一定荷重でクリープあるいはリラクゼーションはさせると、降伏応力が增大することにより、盛土材が弾性化する効果が得られる。例えば、図 4-1-8 で、CR 2 のクリープ過程 C1、リラクゼーション過程 R1,R2 の後、ステージ e からさらに高い荷重をかけたとき、それまでの履歴で最大の荷重域であるにも関わらず、ある程度の荷重に達するまで、ほぼ等価ヤング率に近い剛性で弾性的な挙動を示している。同様の現象は、程度の差はあるが、他のクリープ、リラクゼーションの過程でも確認できる。

これらのことから、盛土を一定荷重でクリープあるいはリラクゼーションさせると、盛土材の弾性化の効果が得られ、それより高い荷重をさらに載荷したとき、その荷重がこれまでの荷重履歴の最大値を超える範囲であっても、ある程度まで弾性的な剛性の高い変形挙動を示すことが分かる。

クリープ・リラクゼーション時の横ひずみの変化については、横ひずみの測定が軸ひずみの測定に比べてあまり精度良くできていないこともあるが、軸ひずみが伸びているときは縮み、軸ひずみが縮んでいるときは伸びるという傾向がある。これは、クリープやリラクゼーションの時でも、載荷・除荷の時でも同じである。

これに対して、千葉実験所の実物大模型や実施工の PL・PS 橋脚では、鉛直加重の増加直後の荷重保持条件下で盛土が鉛直に圧縮しているときに水平補強材も収縮するなど、複雑な挙動が観察された。このような挙動は、無補強の三軸圧縮試験でははっきり見られなかったもので、やはり補強材と盛土材との相互作用による現象なのだろう。

4-1-5 剛性について

クリープ・リラクゼーション試験およびその後に行ったせん断試験で、軸荷重の微小繰返し載荷の測定値から、供試体の軸方向の等価ヤング率を計算した。これらの繰返し載荷は、三軸状態で拘束圧一定にして行ったので、軸応力と軸ひずみの振幅の比 $d\sigma_1/d\varepsilon_1$ が弾性ヤング率 E_{eq} 、軸ひずみになる。その結果を図 4-1-14~19 に示す。

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

計算された弾性係数の値は、かなりばらついている。ヤング率の値が飛び抜けて外れた値になっている点は、応力の繰り返し載荷中にクリープ変形が進んでしまい、応力・ひずみ曲線がきれいなループを描けなかったために適切な計算ができなかったことが原因の一つである。また、CR2、CR6に比べてCR3の方がばらつきが大きい、低拘束圧であることも一因として考えられる。

しかし、全体の傾向としては、軸応力 σ_1' が高いほどヤング率も大きくなっている。これは、従来から龍岡らの研究により得られている地盤材料の軸応力と等価ヤング率との関係に合致する。

これより、実物大模型や実施工PL・PS橋脚からの知見と同じく、高いプレストレス荷重をかけることで盛土の高い剛性が得られることが分かる。

さらに、図中で○で示されている点はクリープ・リラクゼーション試験中に行った微少繰り返し載荷で得られた値、●で示されている点は、その後のせん断試験中に行った微少繰り返し載荷で得られた値である。

クリープ試験中のヤング率の変化を見ると、有効軸応力が一定であるにもかかわらず、クリープが進むにつれて、わずかではあるがヤング率が増加する傾向がある。リラクゼーション中に軸応力が低下しているときにも、等価ヤング率は逆に上昇している。また、拘束圧が低く、等価ヤング率の値にばらつきが大きいCR3でも、全体の載荷過程でみると、載荷が進むにつれて等価ヤング率が高くなる傾向がある。従って、同一の応力状態で時間経過により弾性の剛性が増加することは確かである。

Jiangら(1996)が、この試験と同じ粒度調整碎石で、同じ応力レベル(49 kPa 等方)で行った大型三軸試験では、軸ひずみ振幅 0.012 %程度の微小な繰り返し載荷を40回行っても、繰り返し載荷による弾性ヤング率の変化はほとんどないことが確認されている。今回の試験で行った繰り返し載荷では、軸ひずみ振幅はさらに小さく 0.005% 程度であり、繰り返し載荷による弾性係数の変化はなかったと考えられる。

したがって、クリープ試験中にヤング率が増加したのは、繰り返し載荷をクリープ中に複数回おこなったからではなく、クリープ・リラクゼーションを含む載荷過程で、時間経過とともに土の剛性が上昇しているのだと思われる。

これらの剛性の上昇は小さいものであり、実験室での短時間の現象を数年間にわたる長期の現象と直接比較することにも困難な面もあるが、実施工のPL・PS補強土橋脚で、長期間の供用期間の間に盛土の剛性が若干高くなる傾向が見られたのと一致する現象であるかも知れない。

また、クリープ・リラクゼーション試験時に比べて、せん断試験中の方が、同じ応力レベルでも等価ヤング率が常に小さくなっている。これは、せん断試験の前に応力を一度完全に除荷して、再載荷したことによる土粒子構造の変化のためだろう。

以上の結果から、軸応力を完全に除荷すると、軸方向の膨潤が生じ、供試体の粒子構造がゆるんで軟化すると考えられる。これは、実施工のPL・PS補強土橋脚の鉛直載荷試験でも確認された、鉛直荷重の完全除荷による盛土の膨潤と軟化に一致する結果でもある。このことから、プレロード荷重を完全に除荷することなく、プレストレス荷重まで直接荷重を下げて、プレストレス荷重を維持することの必要性が分かる。

また、これらの三軸圧縮試験では供試体は無補強であり、軸応力を初期状態まで完全に除荷したとしても応力状態は等方である。しかし、実際の補強盛土では、鉛直荷重を完全に除荷しても、盛土材の塑性的な水平ひずみが残っていることにより、補強材には張力がかかった状態になっており、盛土

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

材は水平圧縮力が鉛直圧縮力より高い状態になる。そのため、完全に除荷したときの膨潤と、それによる盛土の軟化は、無補強の三軸圧縮試験の場合よりも強く現れることが予想される。

CR 6からは、軸圧縮応力と等価ヤング率との関係式を、既存の経験則に従った次式の応力依存性をにより、フィッティングにより求めた。

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon^e} = E_0 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad \left(\text{但し、} d\sigma : \text{応力増分、} d\varepsilon^e : \text{弾性ひずみ増分、} \sigma_0 : \text{基準応力、} \right. \\ \left. E_0 : \sigma = \sigma_0 \text{の時の } d\sigma / d\varepsilon^e, n : \text{定数} \right)$$

その結果、 $E_0 = 610 \text{ MPa}$ 、 $n = 0.63$ 、 $\sigma_0 = 100 \text{ kPa}$ が得られた。第5章の5-10-3節で述べたとおり、この値は実施工PL・PS橋脚での各種実測値とも整合がとれている。

4-1-6 せん断強度について

各試験で、クリープ・リラクゼーション試験の後に行った単調載荷によるせん断試験（図4-1-6、図4-1-10、図4-1-13）について、最大の偏差応力 q と拘束圧 σ_3' は、

$$\begin{aligned} \text{CR 2 : } q &= 442 \text{ kPa (4.51 kgf/cm}^2\text{)} \quad \sigma_3' = 49 \text{ kPa (0.5 kgf/cm}^2\text{)} \\ \text{CR 3 : } q &= 256 \text{ kPa (2.61 kgf/cm}^2\text{)} \quad \sigma_3' = 24.5 \text{ kPa (0.25 kgf/cm}^2\text{)} \\ \text{CR 6 : } q &= 604 \text{ kPa (6.16 kgf/cm}^2\text{)} \quad \sigma_3' = 49 \text{ kPa (0.5 kgf/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

である。これから内部摩擦角を求めると、

$$\text{実物大模型の粒度調整碎石 : } \phi = 55^\circ \sim 57^\circ$$

$$\text{実物大模型の粒度調整碎石 : } \phi = 60^\circ$$

となる。

応力ひずみ曲線を見ると、CR 2は $q = 245 \text{ kPa (2.5 kgf/cm}^2\text{)}$ 、CR 3は $q = 172 \text{ kPa (1.75 kgf/cm}^2\text{)}$ 付近で降伏している。この応力は、先に行ったクリープ・リラクゼーション試験での最大の応力に近い値である。

実際のPL・PS補強盛土でも、供用期間中にプレロード時より高い応力が盛土にかかるると、盛土が降伏して圧縮変形が増加する可能性を示しており、供用中の最大荷重がかかっても盛土への応力がプレロード時の最大値を超えないように、適切なプレストレス荷重を設定する必要がある。

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

4-2 無補強の三軸供試体への繰返し載荷試験

前節と同じ試験装置を用いて、粒度調整砕石の三軸供試体に対して、繰返し載荷試験（CR8）を行った。前節の試験が荷重一定のクリープ条件、あるいは盛土がタイロッドで変位を拘束されたプレストレス状態を模擬したリラクゼーション条件での挙動を確かめたのに対して、ここで述べる試験では、交通荷重などの繰返し載荷に対する変形挙動、および、プレロード載荷時に一定荷重でなくて繰返し荷重をかけることで、プレロードによる盛土の圧縮を促進する可能性について検討した。

供試体は名目数法 23 cm × 23 cm × 57 cm の直方体であり、試験装置は前節と同じものである。材料は、前節のCR2、CR3と同じく、千葉実験所の実物大模型で用いた粒度調整砕石（第4章）を、含水比は 6.8%、湿潤密度は 1.94 g/cm³（乾燥密度 1.82 g/cm³）で用いた。

具体的な試験の手順は以下の通りである。

試験CR8の繰返し試験：（実物大模型の粒度調整砕石を使用）

有効拘束圧は一定で、49 kPa である。

まず 偏差応力 $q = 98 \text{ kPa}$ まで載荷して、6時間のクリープ載荷(C1)を行った。

次に、 $q = 0 \sim 98 \text{ kPa}$ の間で、500回の繰返し載荷(CYC1)を行った。

次に、プレロード載荷を模擬して、 $q = 196 \text{ kPa}$ まで載荷して(PL)、すぐに除荷し、

再び、 $q = 0 \sim 98 \text{ kPa}$ の間で、500回の繰返し載荷(CYC2)を行った。

次に、プレロードでのクリープ載荷を模擬して、 $q = 196 \text{ kPa}$ を6時間保ち(C2)、

$q = 98 \text{ kPa}$ まで除荷して、 $q = 0 \sim 98 \text{ kPa}$ の間で、500回の繰返し載荷(CYC3)を行った。

次に、プレロードでの繰返し載荷を模擬して、 $q = 98 \sim 196 \text{ kPa}$ の間で、500回の繰返し載荷(CYC4)を行った。

その後、 $q = 98 \text{ kPa}$ まで除荷して、 $q = 0 \sim 98 \text{ kPa}$ の間で、500回の繰返し載荷(CYC5)を行った。

最後に、 $q = 98 \text{ kPa}$ まで載荷して、6時間のクリープ載荷(C3)を行った。

図4-2-1～3に、その結果を示す。

各繰返し載荷の最後のサイクルで、割線剛性を読みとると次のようになった。

CYC1 : 240 MPa CYC2 : 228 MPa CYC3 : 217 MPa

CYC4 : 468 MPa CYC5 : 208 MPa

応力振幅が大きいため、載荷サイクル全体の平均的な剛性となってしまうが、低い応力レベルでの繰返し載荷に比べて、高い応力レベル(CYC4)では2倍近い剛性を示した。これは、これまでの実物大模型、実施工PL・PS橋脚、盛土材の三軸試験などの結果と同じく、高い圧縮応力がかかっている状態で盛土材の剛性が高くなるという性質が観察された。

また、低い応力レベルでの繰返し載荷同士を比較すると、CYC1>CYC2>CYC3>CYC5 で、

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

PL,C2,CYC4 を経る度に若干柔らかくなっている。これは、 $q = 0 \text{ kPa}$ まで完全に除荷することを多数回繰り返していることによる盛土材の緩みが原因として考えられる。そうであれば、これも、実物大模型、実施工PL・PS橋脚での観察結果と一致する。

図4-2-3は、各繰返し載荷 CYC1~5 での軸圧縮ひずみの増加量を、時間に対してプロットしたものである。CYC1 では、6時間のクリープ圧縮(C1)の後にもかかわらず、繰返し載荷によって0.017%程度の圧縮変形が生じているが、 $q = 196 \text{ kPa}$ まで載荷・除荷(PL)した後のCYC2での全粒圧縮量は、約1/3の0.005%程度に減っている。さらに、 $q = 196 \text{ kPa}$ で6時間クリープした後のCYC3ではほとんど残留圧縮が生じず、高荷重域で繰返しプレロード(CYC4)を加えた後のCYC5では、載荷を繰り返すにつれて供試体が軸方向に膨張している。

これらの結果から、以下のことが分かる。

- ・高い応力でプレロードすることで、供用開始後の繰返し荷重による圧縮変形を抑制できる。
- ・高い応力を長時間かけて、クリープ変形させることで、さらに効果的に繰返し荷重による圧縮変形を抑制できる。
- ・プレロード時に繰返し荷重を加えることも、より低い荷重レベルでの繰返し載荷による圧縮変形を抑制する効果がある。
- ・高い応力で十分なクリープ変形を起こさせた後、除荷してプレストレス状態にすれば、creep recoveryにより、供用開始後に繰返し荷重がかかる状況でも、プレストレスが増加することもある。

これらは、クリープ載荷による圧縮変形、あるいは変位を固定したときのプレストレスのリラクゼーションに対する載荷履歴の影響とも一致し、やはり高いプレロード荷重で十分な圧縮変形を起こしてからプレストレス荷重まで除荷して固定するのが、供用開始後の変形の抑制に効果的である。

また、プレロードで、長時間の一定荷重の載荷でなく、比較的短時間の繰返し載荷で同じ効果が得られれば、施工時の工期短縮という点からもメリットになる。

また、高荷重域でのプレロード荷重レベルでの繰返し載荷(CYC4)では、急速に残留ひずみが進行している。これは、CYC4の繰返し荷重の上限が最大プレロード荷重 $q = 196 \text{ kPa}$ に達しており、特に高荷重時のクリープ変形が生じやすいことと、応力振幅が比較的大きかったことが原因として考えられる。高荷重域で大きな残留ひずみが生じることは、プレロードで盛土を圧縮する効果を得るには都合がよいことを示している一方、プレストレス荷重を高く設定しすぎたために供用開始後に残留変形が進む可能性を示している。

この三軸試験(CR8)では、繰返し応力振幅が大きく、応力範囲の設定が限定されており、CYC4は最大プレロード荷重まで達する繰返し載荷である一方、他の4つは完全に除荷する状況を含む繰返し載荷である。

次節では、その中間の応力範囲、すなわち、最大プレロード荷重にも達せず、完全に除荷される状態にもならない範囲での繰返し載荷について、補強土橋脚模型に対する繰返し載荷試験で検討する。

図4-2-4は、供試体の軸ひずみと水平ひずみとの関係をプロットしたものである。繰返し載荷時の水平方向の残留ひずみは、低い応力での繰返し載荷では常に縮む方向である。すなわち、軸方向にも残留圧縮を生じているのに、水平方向にも圧縮する。これは、クリープ載荷時(図4-2-5~6参照)とは明らかに異なる現象である。すなわち、クリープ載荷時よりも繰返し載荷時の方が、体

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

積が収縮する傾向にある。従って、クリープ載荷と繰返し載荷では異なる挙動となっている。

実物大模型や実施工PL・PS橋脚のクリープ載荷の時にも類似の現象が見られた。一方、実物大模型の載荷試験では、逆に繰返し載荷時に補強材が急激に伸びる傾向が見られている。これらは、補強材と盛土材の複雑な相互作用が原因だろう。

一方、高応力(CYC4)では、軸方向の圧縮に伴って水平方向に急速に伸びる残留ひずみが生じた。これは、実物大模型で観察された補強材ひずみの繰返し載荷時の挙動と同じである。従って、実物大模型内の応力比はかなり高く、CYC4の場合と同様に繰返し載荷に伴って側方へ膨潤する傾向にあったことが推定される。

4-3 補強土橋脚模型の繰返し載荷試験

PL・PS補強土構造物のプレロード荷重、プレストレス荷重の設定法について検討するために、補強土橋脚模型を作成して、繰返し載荷試験を行った。この試験は、篠田昌弘氏(2001)との共同研究で行ったものである。

4-3-1 試験の概要

模型の寸法は、35 cm × 35 cm × 高さ 60 cm であり、厚さ 5 cm の補強層を12段積み上げて構築した(図4-3-1)。各層ごとに、まず 35 cm x 35 cm のリン青銅格子の補強材を、幅 3.5 mm、厚さ 0.2 mm のリン青銅板を目の開き 1cm で格子状に半田付けで作成し、その四方に高さ 5 cm の土のう模型(筒状に巻いたジオグリッドに最大粒径 1 cm の粒度調整砕石を詰めたもの)を接着したものを作成した(図4-4-1参照)。その中に、盛土材として豊浦標準砂と粒度調整砕石の2種類の土を、下記の条件で所定の密度に詰めて、各層を作った。

エアシリンダーで応力制御により載荷した(図4-3-2)。模型の鉛直ひずみは、模型上端の載荷板の変位から求めた。

豊浦標準砂を用いた場合：

多重ふるいを用いた空中落下法で均一に堆積させた。

$D_{50} = 0.2\text{mm}$ 、 $U_c = 1.44$ 、 $e_{\max} = 0.977$ 、 $e_{\min} = 0.597$

乾燥密度 $\rho_d = 1.63\text{ g/cm}^3$ 、 $e = 0.63$ 、 $Dr = 90\%$ であった。

粒度調整砕石を用いた場合：(実物大模型の盛土材と同じものを粒度調整したもの)

所定の重量の砕石をつき固めることで、目標の密度を得た。

$D_{\max} = 5\text{ mm}$ 、 $D_{50} = 2.52\text{ mm}$ 、 $D_{\min} = 0.84\text{ mm}$ 、 $U_c = 5.41$ 、 $e_{\max} = 0.986$ 、 $e_{\min} = 0.481$ 、

乾燥密度 $\gamma_d = 1.79\text{ g/cm}^3$ 、 $e = 0.53$ 、 $Dr = 90\%$ であった。

以下の節で、プレロード荷重とプレストレス荷重の値を様々に変えて載荷し、プレストレス状態での繰返し載荷を行ったときの変形挙動を比較する。いずれも、プレロード荷重は載荷後すぐにプレストレス荷重のレベルまで除荷した。プレロード荷重でのクリープ載荷や繰返し載荷は行っていない。

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

4-3-2 プレロードの効果を確認する試験

豊浦標準砂と粒度調整碎石の模型について、それぞれ、下記の2通りの載荷パターンをで試験した。

試験 PL5PS5 :

タイロッドの緊張によるプレロード、プレストレスを一切加えずに、振幅 50 kPa の荷重を 100 回繰返し載荷した。ただし、載荷版などの重量が常にかかっているために、プレロード荷重 5kPa、プレストレス荷重 5kPa 程度がかかった状態になっている。

試験 PL250PS5 :

250 kPa のプレロード荷重を載荷した後、すぐにプレストレスを完全に除荷した。続いて、振幅 50 kPa の荷重を 100 回繰返し載荷した。

試験の結果を、図4-3-3～4に示す。

繰返し載荷の各サイクルでの割線剛性を比較すると、プレロードによって剛性が高くなる効果は見られない。これは、盛土材の鉛直方向の等価ヤング率は、基本的にその時にかかっている鉛直荷重に依存して決まるからである。そのため、荷重の振幅が小さく、各サイクルで弾性的な変形が卓越しているときには、プレストレスの荷重レベルが同じであれば、プレロードの履歴によらず同じ程度の剛性になる。荷重の振幅がもっと大きく、塑性変形が卓越する場合には、プレロードの履歴の効果が現れることも予想される。

繰返し載荷による残留圧縮量は、100 回載荷後の累積で、豊浦砂は PL5PS5 が 0.75 % 程度であるのに対して、PL250PS5 が 0.2 % 程度である。また、粒度調整碎石では、PL5PS5 が 0.2 % 程度であるのに対して、PL250PS5 が 0.02 % 程度である。いずれも、250 kPa のプレロードを加えることで、盛土の残留圧縮量が劇的に小さくなる効果が認められる。これは、プレロードによって事前に非弾性ひずみが生じたためである。また、プレロードによる残留ひずみの抑制効果は、豊浦砂の場合より、粒度調整碎石の方が高かった。

4-3-3 プレストレスの効果を確認する試験

豊浦標準砂と粒度調整碎石の模型について、それぞれ、下記の3通りの載荷パターンをで試験した。

試験 PL250PS5 : (これは前節で説明した試験と同じものである)

250 kPa のプレロード荷重を載荷した後、すぐにプレストレスを完全に除荷した。続いて、振幅 50 kPa の荷重を 100 回繰返し載荷した。

試験 PL250PS100 :

250 kPa のプレロード荷重を載荷した後、すぐにプレストレス荷重 100 kPa まで除荷した。続いて、振幅 50 kPa の荷重を 100 回繰返し載荷した。

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

試験 PL250PS200 :

250 kPa のプレロード荷重を載荷した後、すぐにプレストレス荷重 200 kPa まで除荷した。続いて、振幅 50 kPa の荷重を 100 回繰り返し載荷した。

試験の結果を、図4-3-5～6に示す。

繰返し載荷の各サイクルでの割線剛性を比較すると、プレストレスが高いほど剛性が高くなっている。これは、盛土材の鉛直方向の等価ヤング率は、その時にかかっている鉛直荷重に依存して決まるためであり、この事実は、これまでに実物大模型、実施工の PL・PS 橋脚、室内試験などで確認されたことと一致する。

ただし、粒度調整碎石の試験では、プレストレスが 100 kPa の時と、250 kPa の時とで余り差がなくなっている。この原因ははっきり分からない。また、プレロードの載荷時の圧縮量が、プレストレス 5 kPa の試験に比べて、他の2本は少なくなっているが、これは模型のばらつきであるとしか考えられない。プレストレス 5 kPa の試験の模型が、若干緩詰めに作られたことが推測される。空中落下法で均一な密度を得られる豊浦砂の模型に比べて、手作業で締め固めて所定の分量のレキを土のう模型の中に詰め込む粒度調整碎石の模型の方が、均一なものを作るのが難しい。

繰返し載荷による残留圧縮は、豊浦砂、粒度調整碎石とも、プレストレス 100 kPa の時はほとんど生じていないのに対して、プレストレス 5 kPa、250 kPa の時はどちらも残留圧縮が生じている。

プレストレス 5 kPa の場合は、拘束圧が小さく盛土材の剛性が低いために1サイクルごとのひずみ振幅が大きくなり、塑性変形が含まれるようになる。また、プレロード荷重の除荷時の荷重と圧縮量の関係に現れているように、特に低荷重域で盛土が鉛直に大きく膨張する傾向があり、繰返し載荷時に再び圧縮する余地が生じている。

一方、プレストレス 200 kPa の場合は、盛土の剛性は高くひずみ振幅は小さいのだが、荷重がプレロードの最大荷重に達するためにクリープ変形が加わって、結果として大きな変形になったと解釈できる。

これらの結果も、実施工 PL・PS 橋脚の鉛直載荷試験などの結果と整合するものである。

4-3-4 プレロード、プレストレスの適切な値について

上述の試験結果から、次のことが分かった。

- ・小さな振幅の繰返し載荷では、各サイクルでの割線剛性はプレロードの履歴によらない。その時のプレストレス荷重レベルが高いほど、割線剛性も高くなる。
- ・プレロードを加えてから除荷することで、供用開始後の繰返し荷重による残留変形を抑制できる。
- ・プレストレス荷重がほとんどかかかっていない状態で繰返し載荷を行うと、各サイクルでの割線剛性が低下しており、ひずみ振幅が大きくなって塑性変形を含むようになるため、残留変形が進む。
- ・プレストレス荷重が高く、繰返し載荷の応力範囲がプレロードの最大荷重に達する場合は、各サイクルでの割線剛性は高くても、高荷重によるクリープ変形が進むために、残留変形が進む。
- ・プレストレス荷重が上記2ケースの中間で、供用時に、完全に除荷される状態にも、最大プレロード荷重まで載荷される状態にもならなければ、繰返し荷重による残留変形は非常に小さくできる。

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

実際のPL・PS構造物では、供用開始後の交通荷重などの繰返し載荷によって盛土にかかる荷重の範囲は、最低値がプレストレス荷重、最高値がプレストレス荷重に外荷重を加えたもの（厳密には、タイロッドの張力の減少分だけ、これより若干下がる）になる。従って、上記の理想的な条件を満たすには、下記のようにするのがよい。

$$\begin{aligned} (\text{プレロード荷重}) &>> (\text{プレストレス荷重}) + (\text{外荷重}) \\ (\text{プレストレス荷重}) &>> 0 \end{aligned}$$

ただし、プレストレス荷重がどこまで下がってもよいのか、また、盛土への最大荷重がどこまでプレストレス荷重に近づいてよいのか、についての合理的な設計法は、未解決である。

4-4 補強材の間隔を変化させた補強土橋脚模型試験

前節の補強土橋脚模型試験と同じ装置で、補強材の間隔（敷設量）が供用開始後の盛土の変形量に及ぼす影響について調べる試験を行った。これは、実施工の馬出橋梁におけるプレロード・プレストレスされた補強土橋脚（P1）と、プレストレス・プレストレスをかけていない補強土橋台（A2）との挙動の比較を行う上で、橋脚の補強材間隔が平均で15cmであるのに対して、橋台の補強材間隔が30cmであることがどのくらい影響しているのかを確認するのが目的である。

盛土材は、前節の模型で用いた粒度調整砕石と同じものである。

また、前節の試験では補強材にリン青銅を用いたが、ここでは補強材の影響を調べるため、より現場に近いジオグリッドを用いた。補強材を、図4-4-1に示すように、

- ・ 補強材1倍（5cm間隔で敷設した場合）
- ・ 補強材2倍（2.5cm間隔で敷設した場合）

の2通りで試験した。2.5cm間隔の時は、中間層の補強材は土のうに接着せず、単に敷設するだけとした。

敷設間隔が実際の現場に比べて小さいため、実施工のPL・PS橋脚で用いたものより剛性の低いジオグリッド（基布素材ポリエステル、破断強度40kN/m、破断時伸度22%以下、ひずみ速度5%/minの試験でひずみ1%以下の引張り剛性が640kN/m）を用いた。補強材間隔が現場の1/6であるのに対して、補強材の剛性は6割程度であるため、まだ相対的に現場より補強材剛性が高い条件である。

また、載荷パターンは、以下の2通りである。荷重の値は、それぞれ、馬出橋梁のPL・PS橋脚（P1）および従来型の補強土橋台（A2）の盛土の中間付近の高さの盛土材にかかる想定される荷重を参考に、同程度で切りのよい荷重を採用した。いずれも、載荷速度はひずみ速度一定で、0.004%/minである。

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

PL・PSあり：(PL・PS橋脚の荷重パターン)

プレロードとして 250 kPa を載荷し、56 時間保持した後に、プレストレス荷重 100 kPa まで除荷した。その後、応力振幅 50 kPa の繰返し載荷を 100 回行った。途中、各荷重段階で、振幅約 5 kPa の繰返し載荷を行って、弾性的な剛性も計測した。

PL・PSなし：(従来型橋台の荷重パターン)

プレロード、プレストレスをかけず、死荷重 50 kPa を載荷し、そのまま、応力振幅 50 kPa の繰返し載荷を 100 回行った。途中、各荷重段階で、振幅約 5 kPa の繰返し載荷を行って、弾性的な剛性も計測した。

試験の結果を図4-4-2～7に示す。

プレロードあるいは死荷重に相当する荷重の載荷の部分で、荷重・圧縮量関係にばらつきがある。特にPL・PSなしの試験で、補強材が2倍入っている模型の方が、若干柔らかくなっている。これは、前節の試験と同じく、粒径の大きなレキ材を、手作業で土のうの枠の中に押し込んでいるために、どうしても不均一になることによるばらつきだと思われる。

図4-4-4で微少繰返し載荷による弾性的な剛性を比較すると、補強材の量にかかわらず、剛性はほとんど変わらない。

また、図4-4-5において、プレロード・プレストレスを加えた場合の、繰返し載荷による残留ひずみは、補強材の量にかかわらず、ともに非常に小さい。また、プレロード・プレストレスを加えない場合の、繰返し載荷による残留ひずみも、補強材の量に関係なくほぼ同じ程度の量である。

繰返し載荷での各サイクルの割線剛性を比較すると、

補強材1倍でPL・PSあり： 355 MPa

補強材2倍でPL・PSあり： 345 MPa

補強材1倍でPL・PSなし： 251 MPa

補強材2倍でPL・PSなし： 234 MPa

となり、模型の不均一性を考慮すると、ほとんど差がないといえる。

これらのことから、補強材量が2倍になっても、繰返し載荷に対する挙動にはほとんど影響しなかったといえる。

また、図4-4-6～7は、補強材ひずみの変化履歴である。引張りひずみをマイナスとして表示している。これは、中央高さのグリッドの中央付近で、軸にひずみゲージを貼って計測したもので、補強材の主軸(実現場で張力のかかる側に敷設される方向)と横軸とで、別々にひずみを測っている。

PL・PSありの試験では、プレロード載荷時と、プレロード荷重でクリープ変形させているときについては、補強材が2倍入っている方がひずみが小さく、補強材の総剛性の差が現れている。しか

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

し、繰返し載荷時については、補強材が2倍入っている方がひずみ振幅が若干小さいものの、どちらも残留ひずみはほとんど生じず、繰返し載荷に対する補強材の挙動も補強材量の影響を余り受けていない。

また、補強材の横軸より主軸の方がひずみが小さく、剛性が高いことを示している。

PL・PSなしの試験では、この差がはっきりしないが、これも模型作成のばらつきによるものだろう。

室内模型実験では、模型のサイズ（補強材間隔、盛土材の粒度など）や密度、載荷パターン、載荷時間、繰返し載荷の回数など、実物大の模型や実施工構造物と条件の異なる点が多い。しかし、これらの結果を見る限り、実施工の馬出橋梁のPL・PS橋脚と従来型の補強土橋台の挙動の比較においても、補強材の間隔が異なることの影響はないと考えてよいだろう。

4-5 まとめ

千葉実験所の実物大模型、および、実施工PL・PS橋脚で用いた粒度調整砕石を使って、室内の大型三軸試験と補強土橋脚の模型載荷試験を行い、PL・PS補強土工法で用いる盛土材の時間依存的な変形特性、繰返し載荷に対する変形特性について調べた。

盛土材の三軸圧縮供試体のクリープ・リラクゼーション試験の結果からは、次のことが分かった。

- ・盛土を一定荷重でクリープあるいはリラクゼーションさせると、引き続き加える載荷対して、盛土材を弾性化させる効果が得られる。
- ・予め盛土をクリープ変形させることで、供用開始後のプレストレスの長期的な低下を抑制できる。
- ・高い応力でクリープ変形を起こさせることで、さらに効果的にプレストレスの低下を抑制できる。
- ・高い応力で十分なクリープ変形を起こさせた後、除荷してプレストレス状態にすれば、**creep recovery** により、その後のプレストレスが増加することもある。

これにより、プレロード、プレストレスの載荷が、供用時の長期的な変形、プレストレスの低下を抑制する効果が確かめられた。

また、三軸圧縮試験の途中で、様々な応力条件で行った微少な繰返し載荷からは、高いプレストレスがかかっているほど盛土材の等価ヤング率が高いことが確認された。また、その等価ヤング率は、実施工PL・PS橋脚で計測された盛土の剛性と整合のとれる値だった。

盛土材の三軸圧縮供試体の繰返し載荷試験からは、次のことが分かった。

- ・高い応力でプレロードすることで、供用開始後の繰返し荷重による残留圧縮変形を抑制できる。
- ・高い応力を長時間かけて、クリープ変形させることで、さらに効果的に繰返し荷重による残留圧縮

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

変形を抑制できる。

- ・プレロード時に繰返し荷重を加えることも、繰返し荷重時の残留圧縮変形を抑制する効果がある。
- ・高い応力で十分なクリープ変形を起こさせた後、除荷してプレストレス状態にすれば、**creep recovery** により、供用開始後に繰返し荷重がかかる状況でも、プレストレスが増加することもある。

これにより、プレロード、プレストレスの載荷が、供用時の繰返し載荷に対する残留変形、プレストレスの低下を抑制する効果が確かめられた。

また、プレロード時に高荷重の繰返し載荷を行って、盛土の圧縮を促進することで、長時間にわたって一定のプレロード荷重を加えるのと同じ効果を短い工期で得られる可能性が示された。

さらに、補強土橋脚の模型に対する繰返し載荷試験から、次のことが分かった。

- ・小さな振幅の繰返し載荷では、各サイクルでの割線剛性はプレロードの履歴によらず、その時のプレストレス荷重レベルが高いほど、割線剛性も高くなる。
- ・プレロードを加えて除荷することで、供用時の繰返し荷重による残留変形を効果的に抑制できる。
- ・プレストレス荷重がほとんどかかっていない状態では、各サイクルでの割線剛性が下がり、ひずみ振幅が大きくなって塑性変形を含むようになるため、残留変形が進む。
- ・プレストレス荷重が高く、繰返し載荷の応力範囲がプレロードの最大荷重に達する場合は、各サイクルでの割線剛性は高くても、高荷重によるクリープ変形が進むために、残留変形が進む。
- ・プレストレス荷重が上記2ケースの中間で、供用時に、完全に除荷される状態にも、最大プレロード荷重まで載荷される状態にもならなければ、繰返し荷重による残留変形は非常に小さくできる。

実際のPL・PS構造物では、供用開始後の交通荷重などの繰返し載荷によって盛土にかかる荷重の範囲は、最低値がプレストレス荷重、最高値がプレストレス荷重に外荷重を加えたもの（厳密には、タイロッドの張力の減少分だけ、これより若干下がる）になる。従って、上記の理想的な条件を満たすには、下記のようにするのがよい。

$$\begin{aligned} (\text{プレロード荷重}) &>> (\text{プレストレス荷重}) + (\text{外荷重}) \\ (\text{プレストレス荷重}) &>> 0 \end{aligned}$$

ただし、プレストレス荷重がどこまで下がってもよいのか、また、盛土への最大荷重がどこまでプレストレス荷重に近づいてよいのか、についての合理的な設計法は、未解決である。

また、補強材間隔を変えた補強土橋脚の模型に対する繰返し載荷試験の結果から、繰返し載荷による変形挙動については、補強材の量が増えても余り影響がないという結果が得られた。

この結果が実現場にも適用できるならば、実施工の馬出橋梁のPL・PS橋脚と従来型の補強土橋台の挙動の比較においても、補強材の間隔が異なることの影響はないと考えてよいだろう。

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内載荷実験

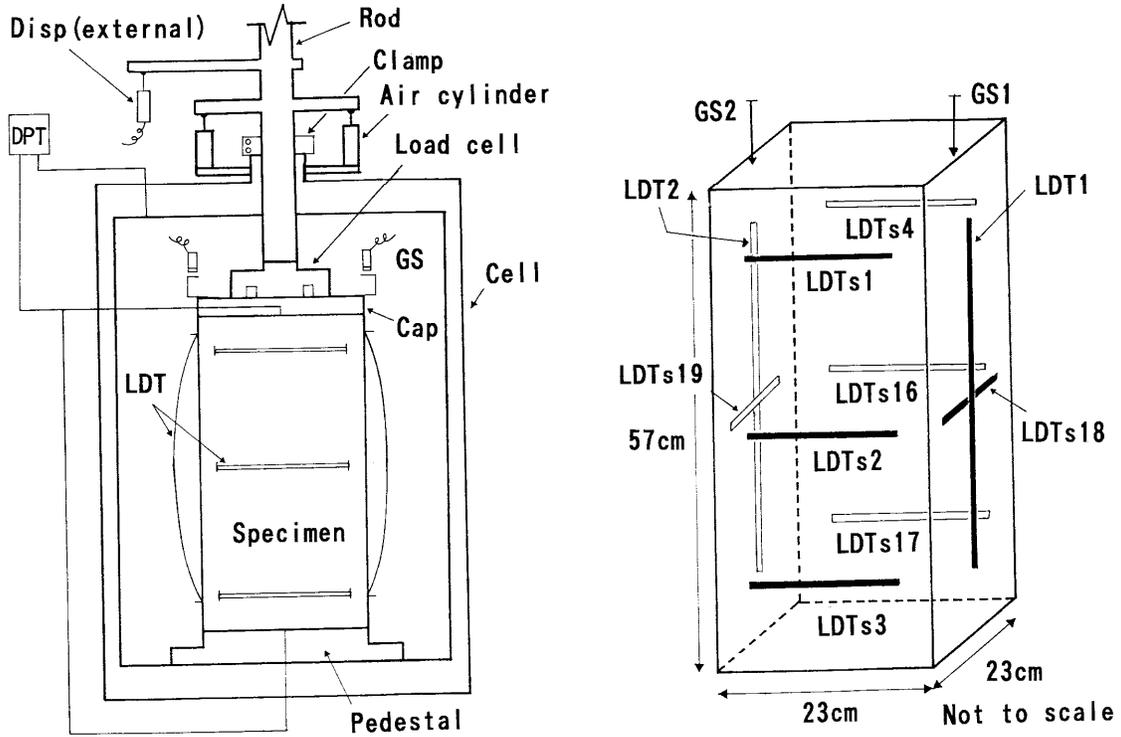


図4-1-1 大型三軸圧縮試験の概要

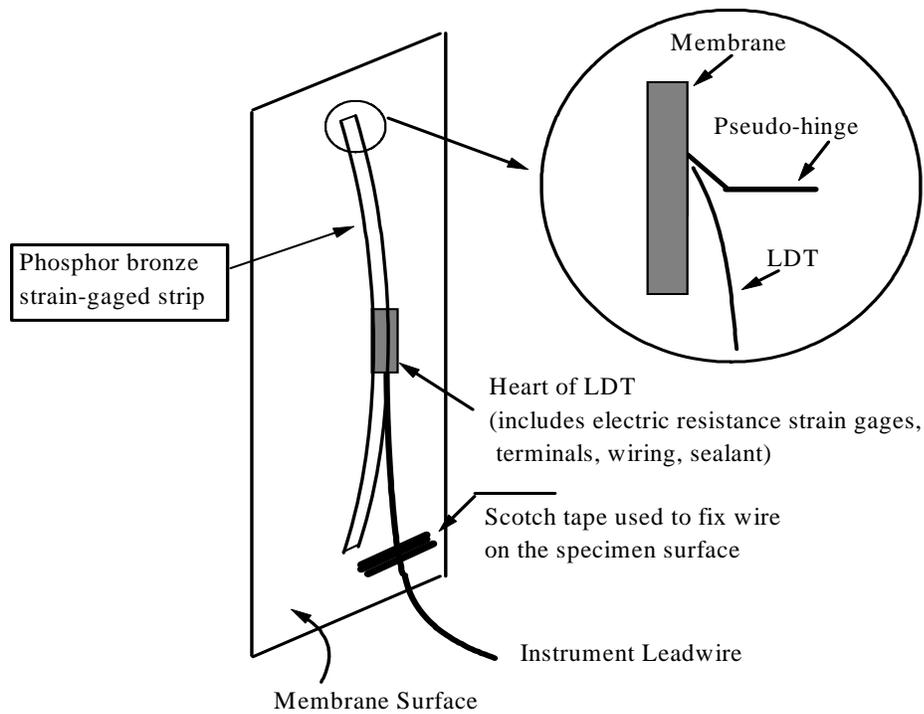


図4-1-2 局所変位計 (LDT) の概要

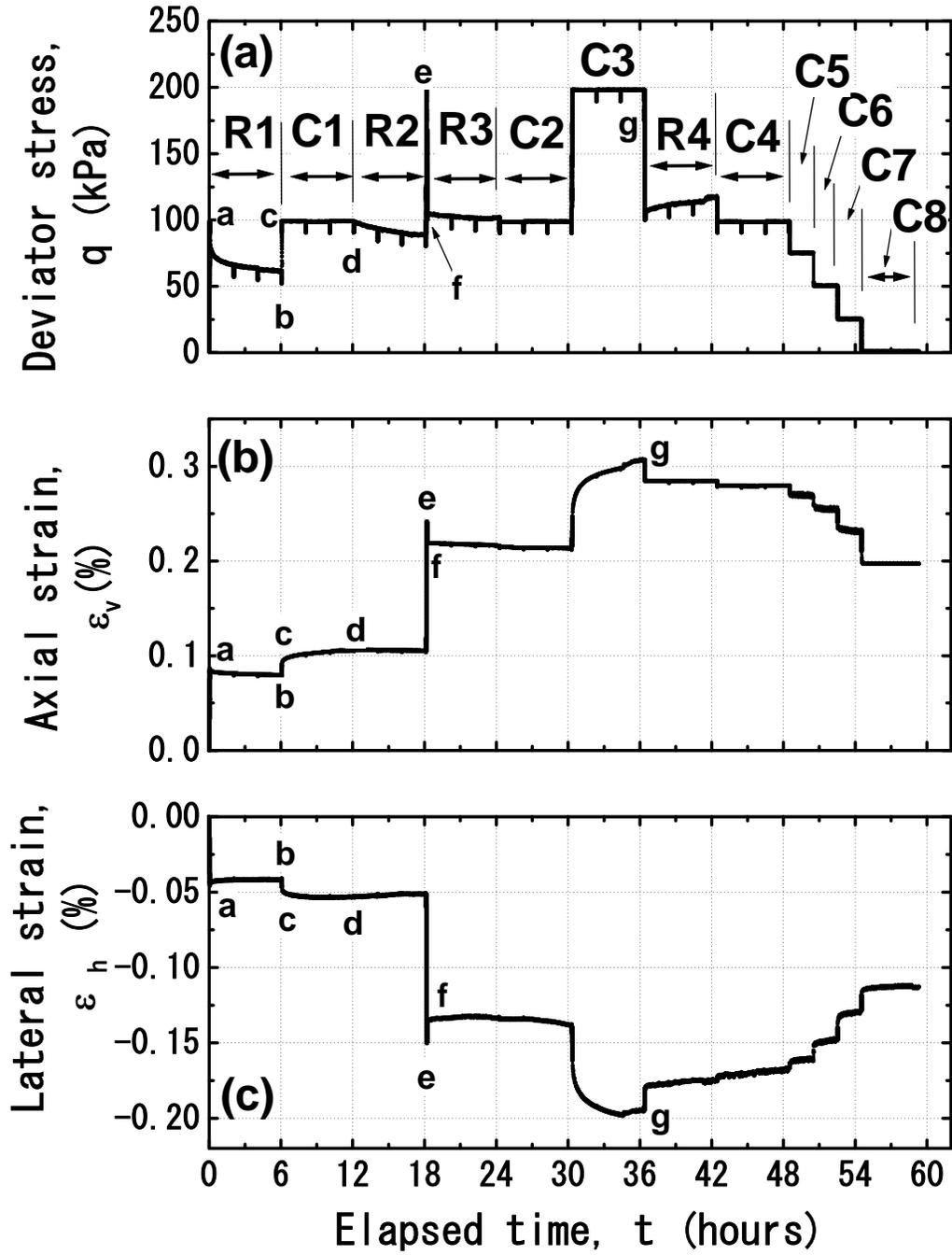


図4-1-3 クリープ・リラクゼーション試験 (CR2) の時刻歴

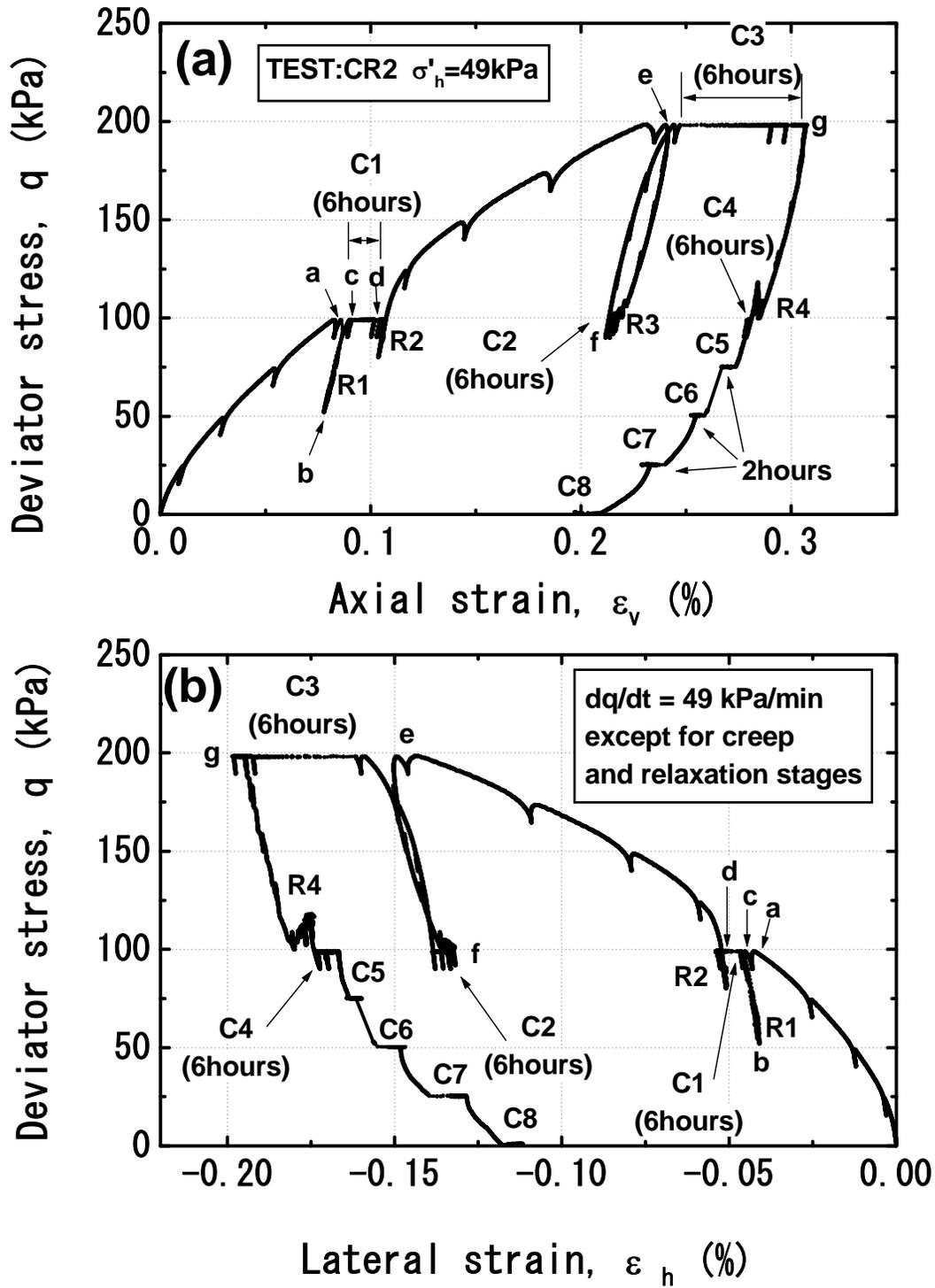


図4-1-4 クリープ・リラクゼーション試験 (CR2) の応力・ひずみ関係

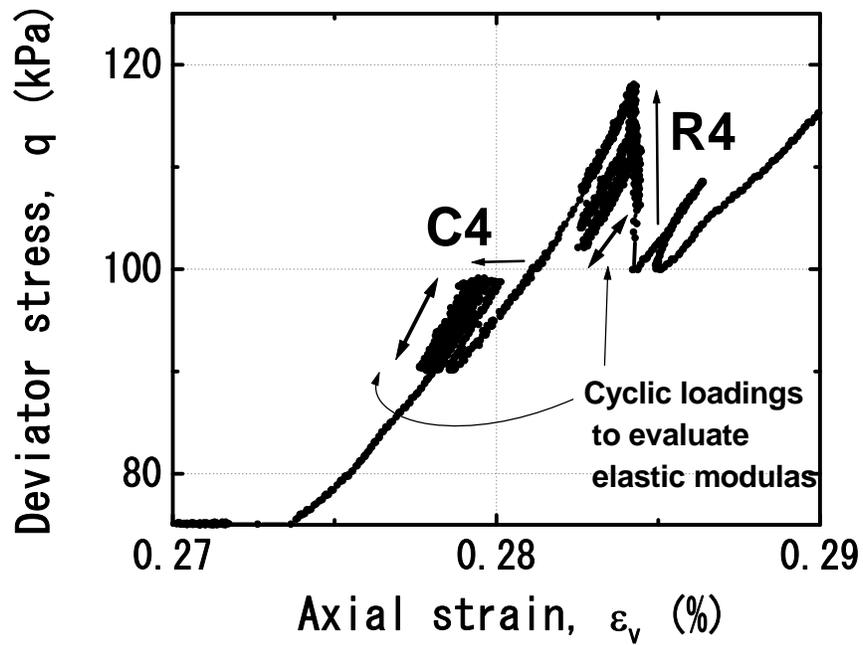
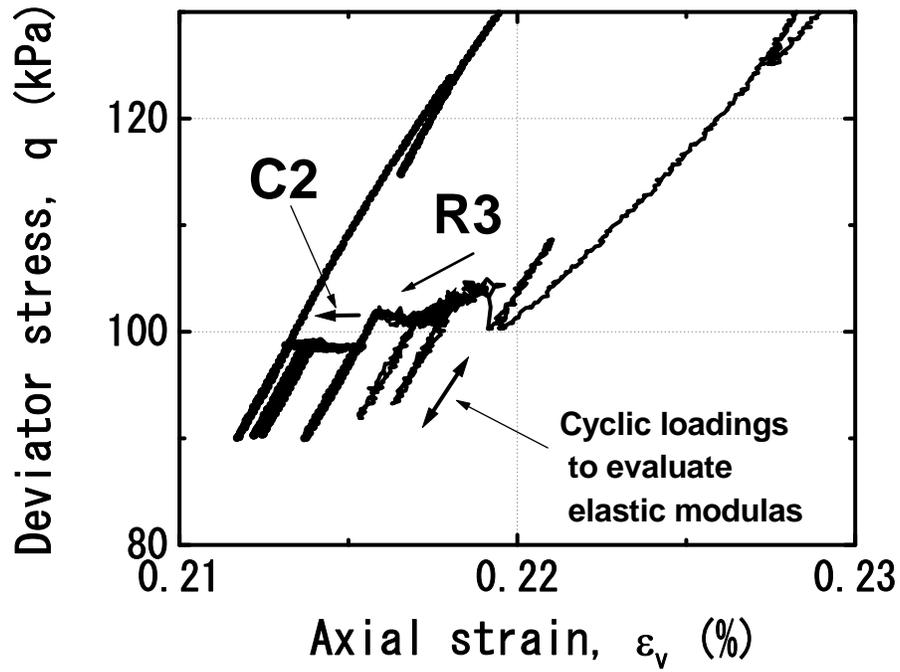


図4-1-5 クリープ・リラクゼーション試験 (CR2) の応力・ひずみ関係 (拡大図)

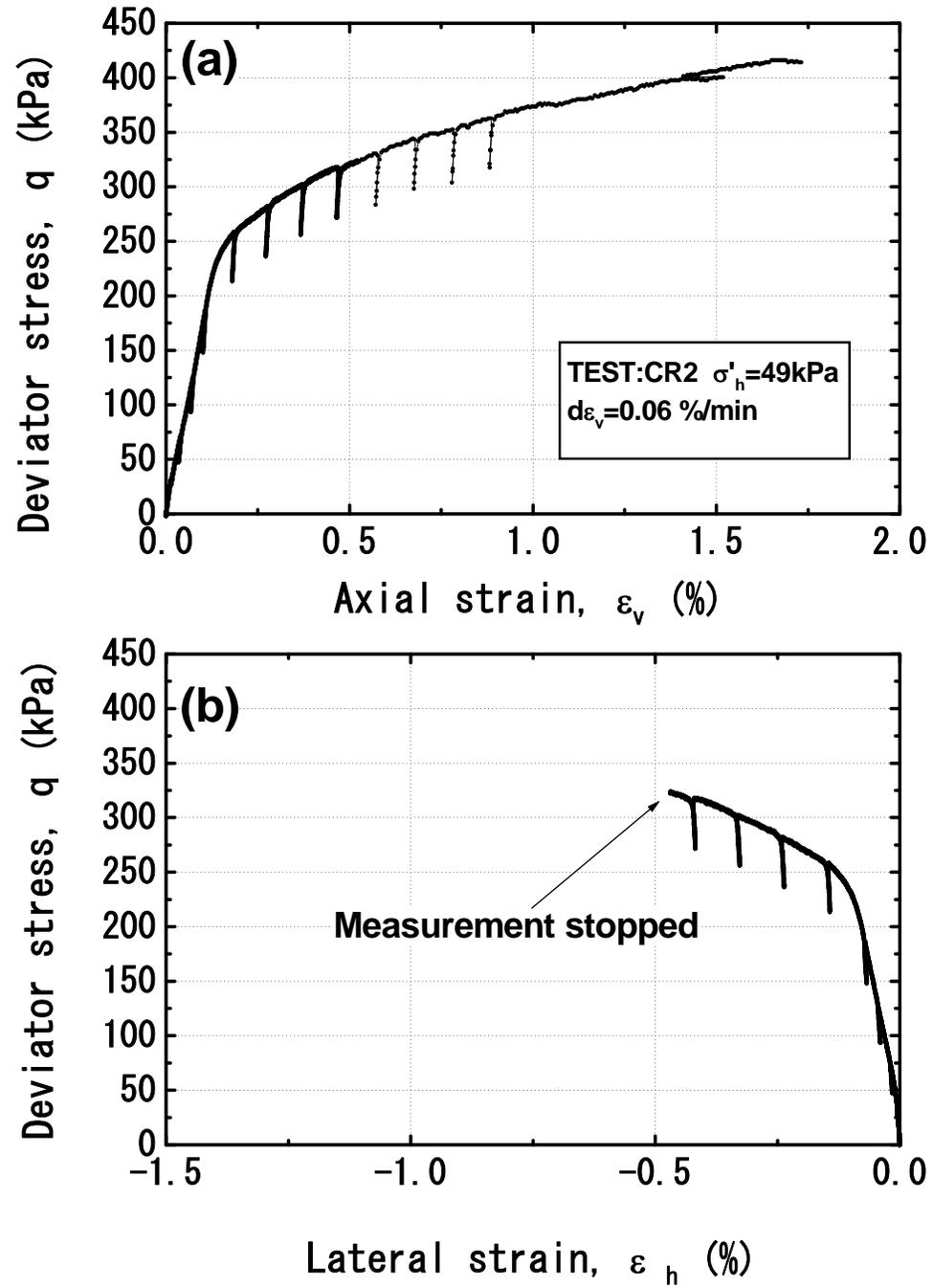


図4-1-6 クリープ・リラクゼーション試験 (CR2) の応力・ひずみ関係 (最終せん断)

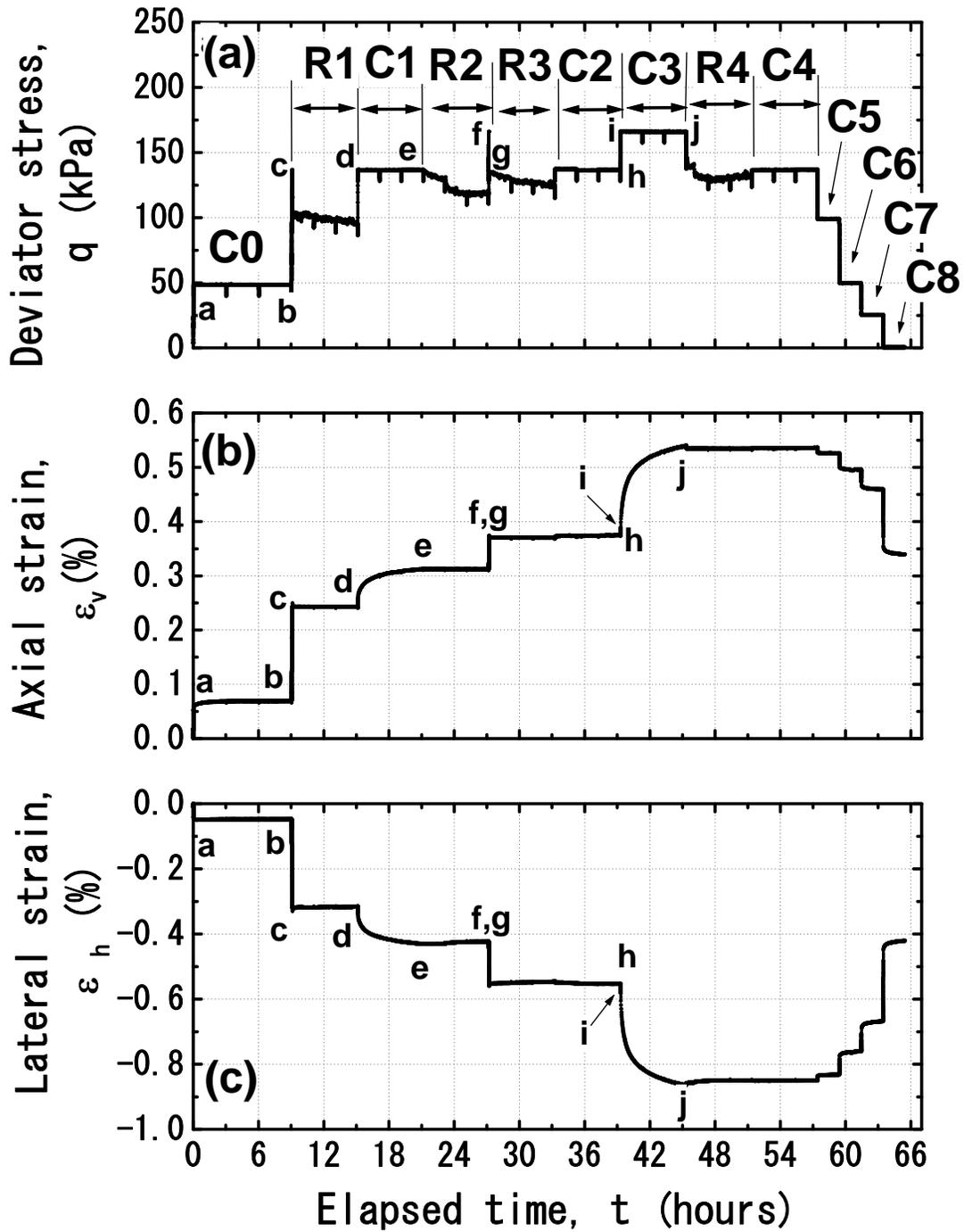


図4-1-7 クリープ・リラクゼーション試験 (CR3) の時刻歴

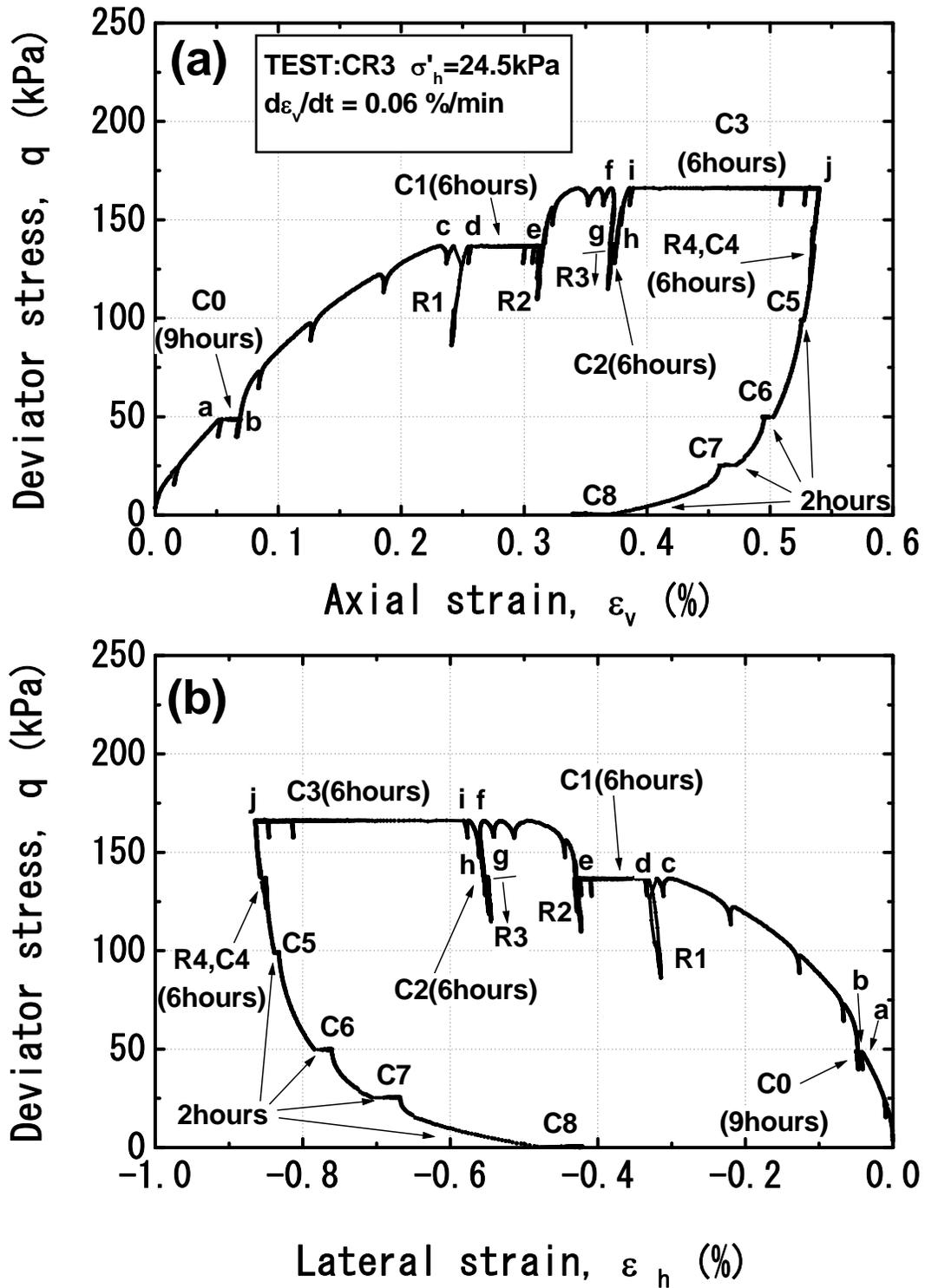


図4-1-8 クリープ・リラクゼーション試験 (CR3) の応力・ひずみ関係

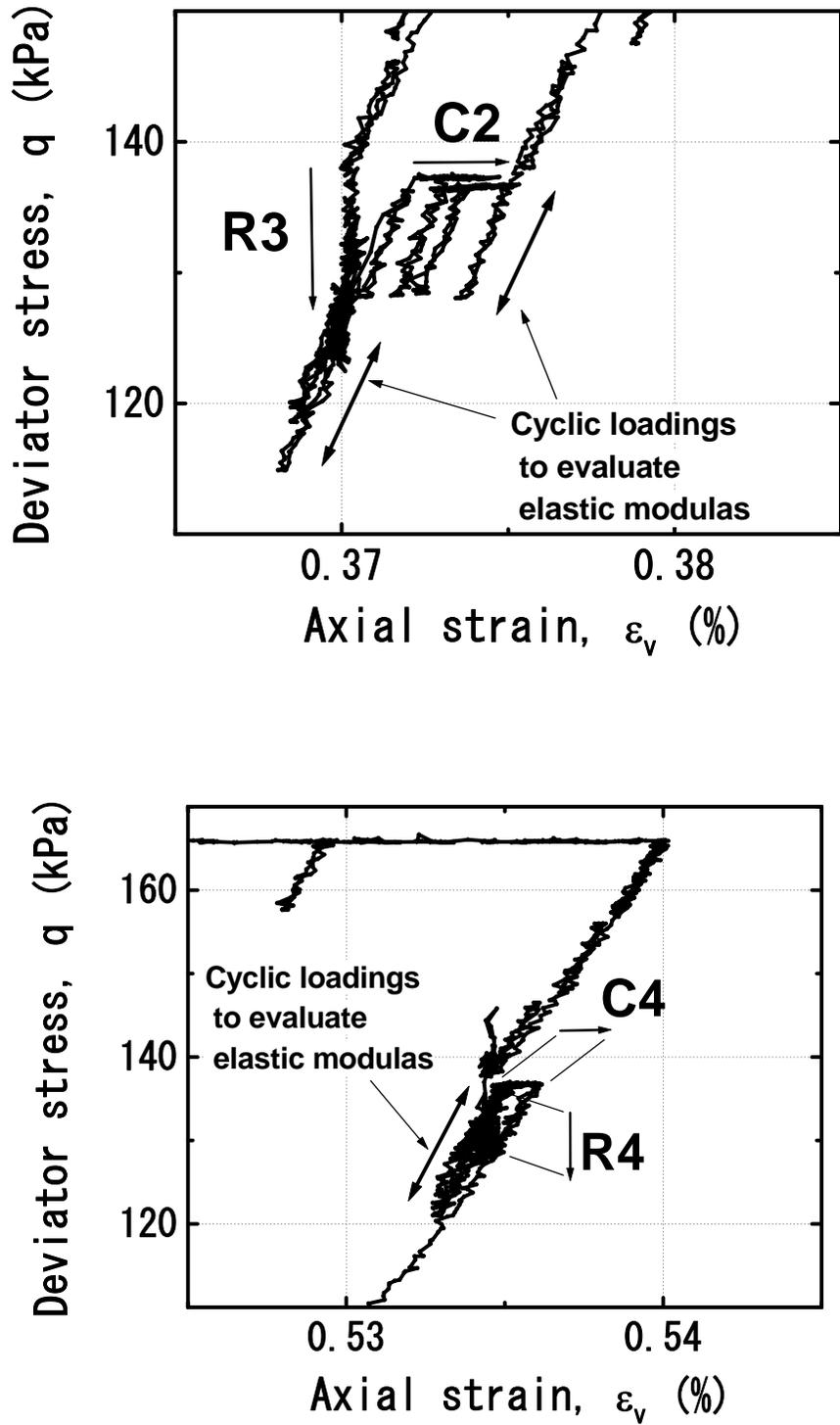


図4-1-9 クリープ・リラクゼーション試験 (CR3) の応力・ひずみ関係 (拡大図)

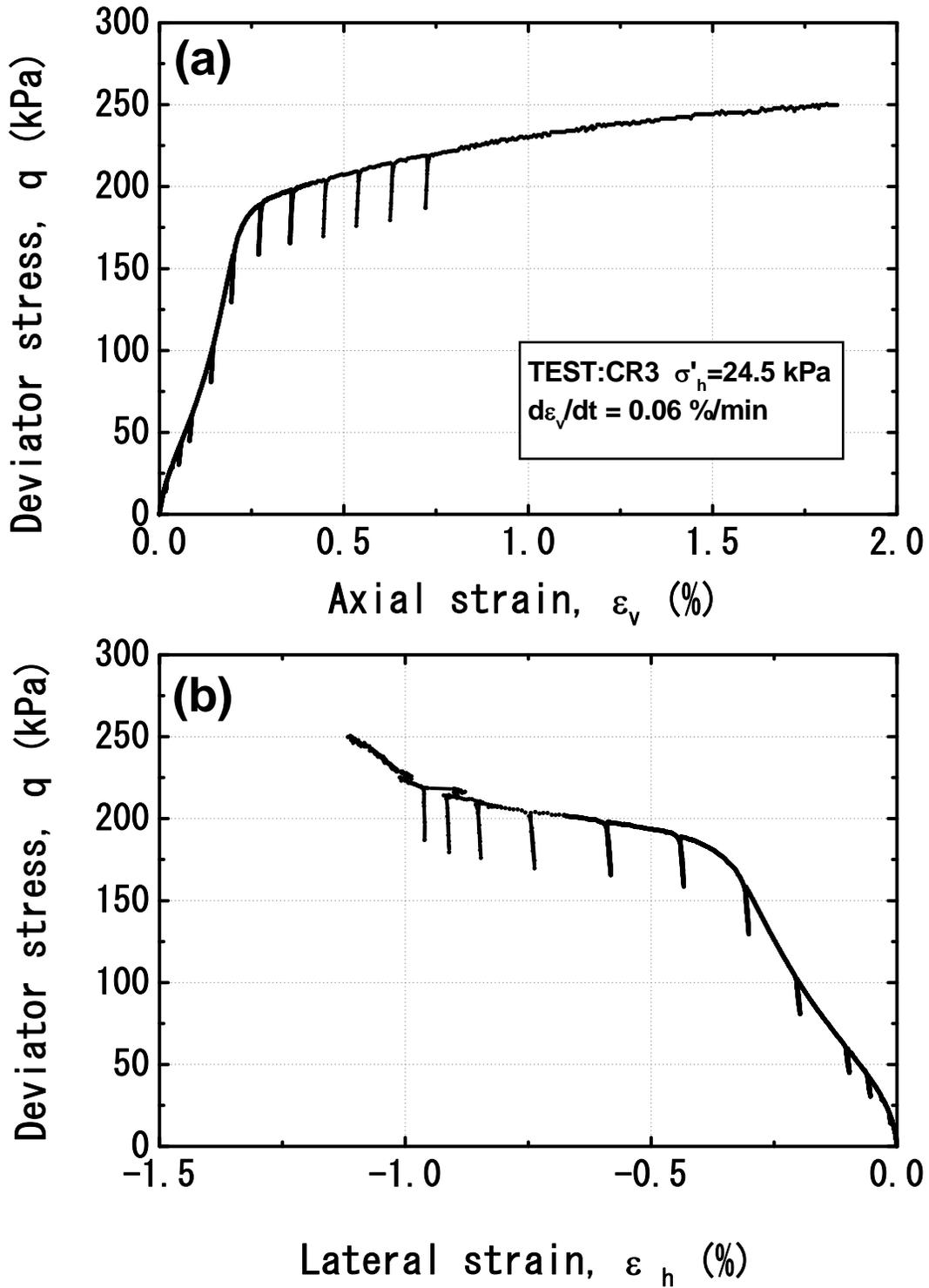


図4-1-10 クリープ・リラクゼーション試験 (CR3) の応力・ひずみ関係 (拡大図)

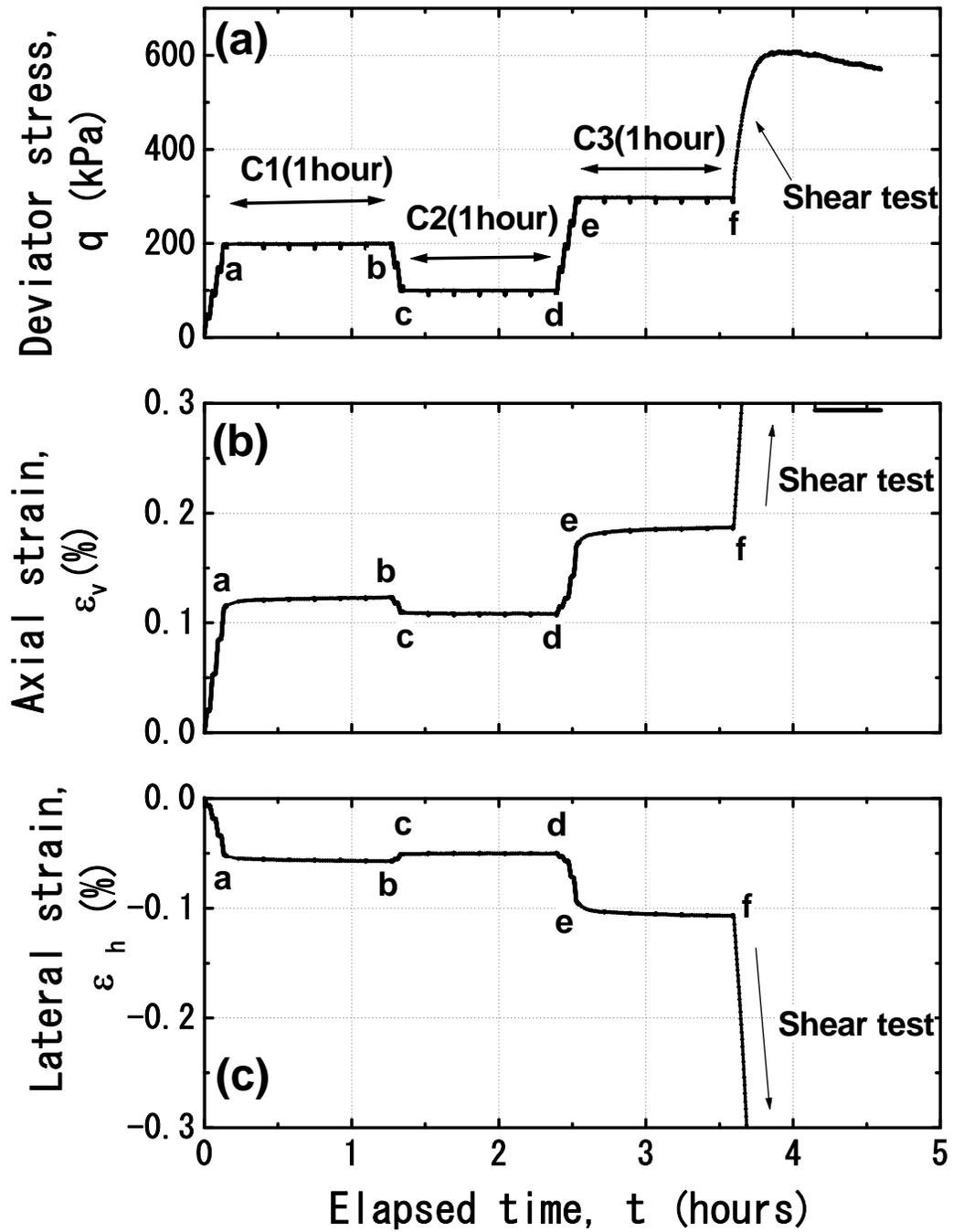


図4-1-11 クリープ・リラクゼーション試験 (CR6) の時刻歴

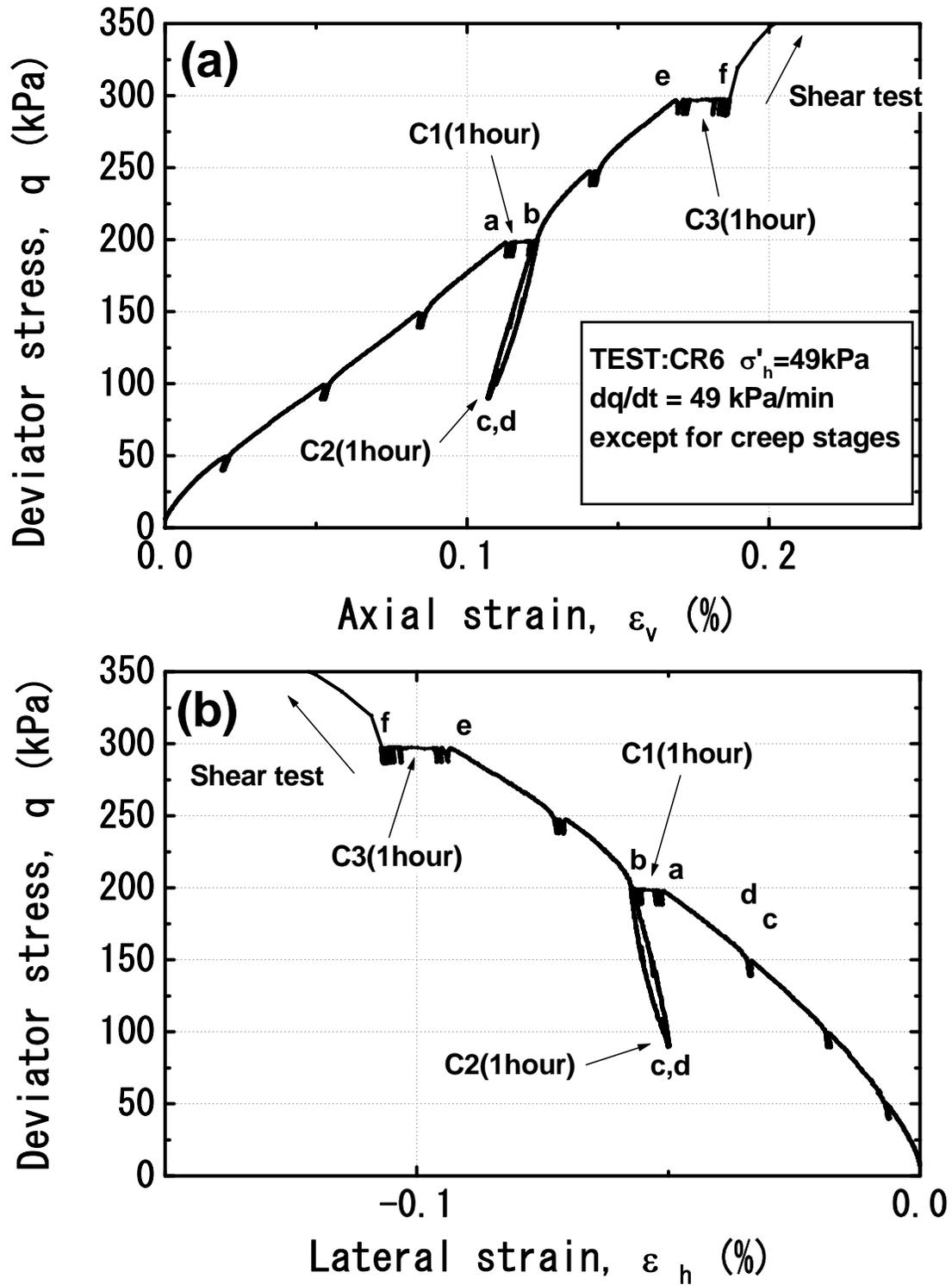


図4-1-12 クリープ・リラクゼーション試験 (CR6) の応力・ひずみ関係

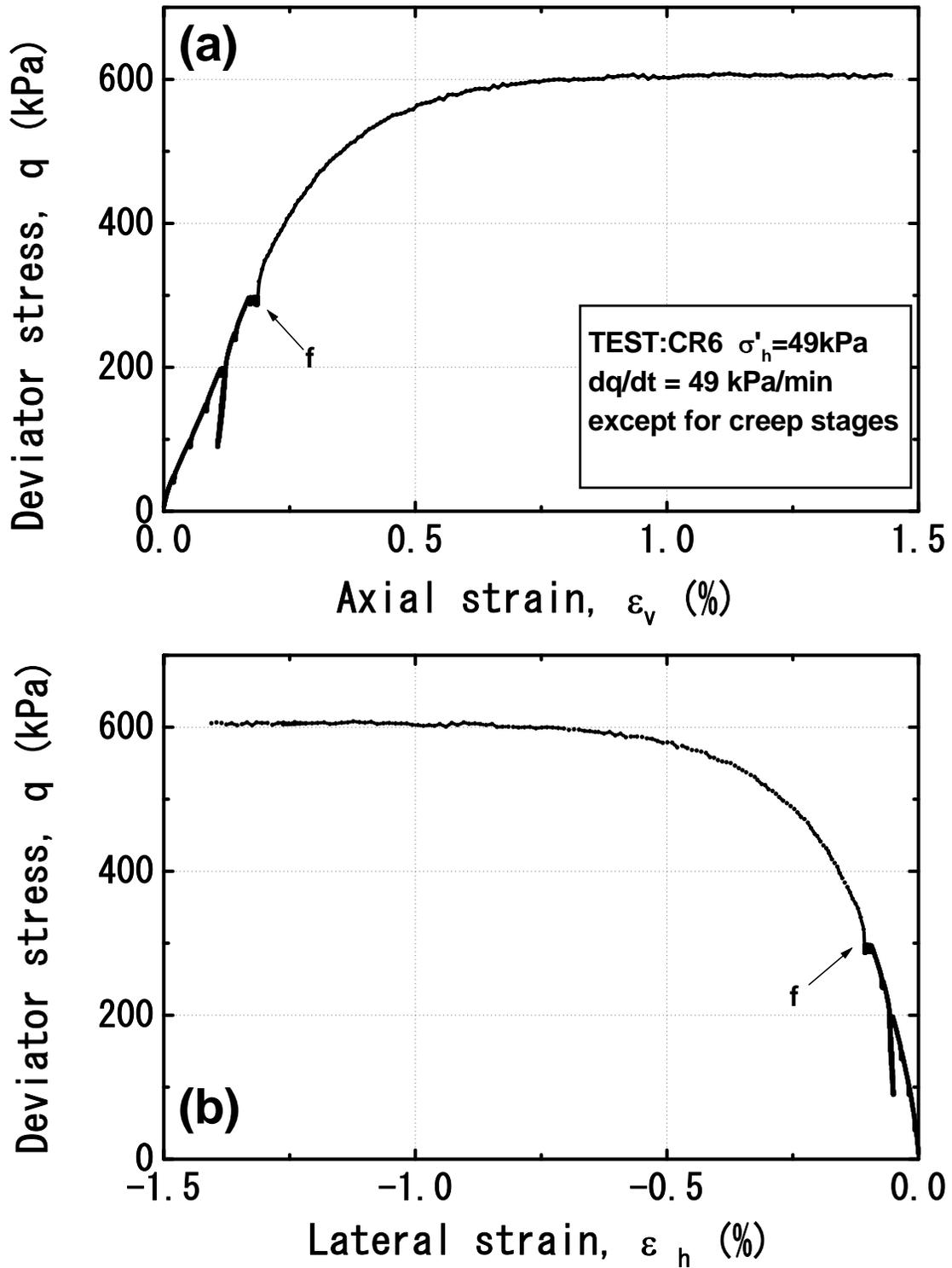


図4-1-13 クリープ・リラクゼーション試験 (CR6) の応力・ひずみ関係 (拡大図)

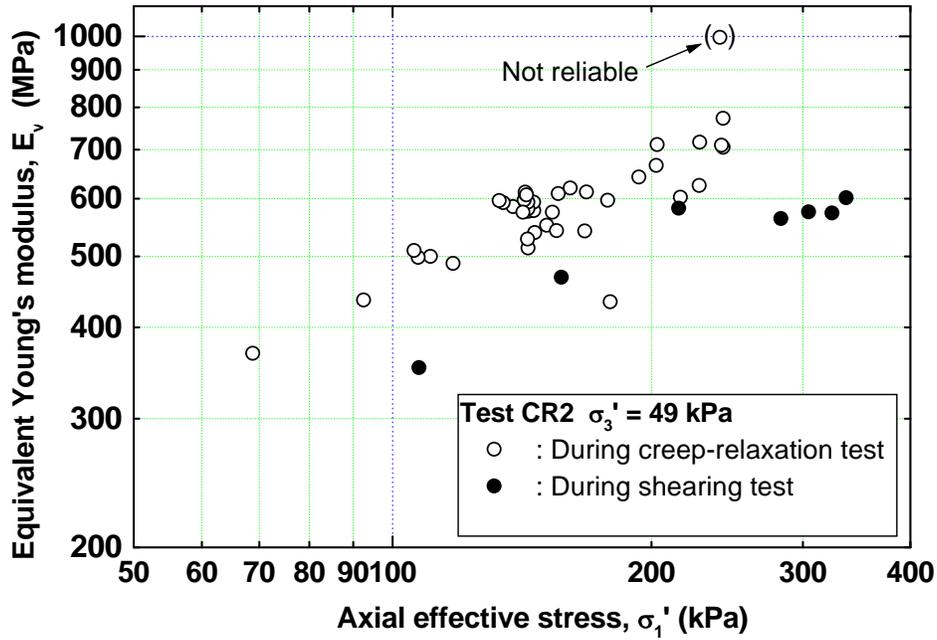


図4-1-14 クリープ・リラクゼーション試験 (CR2) の軸応力と等価ヤング率の関係

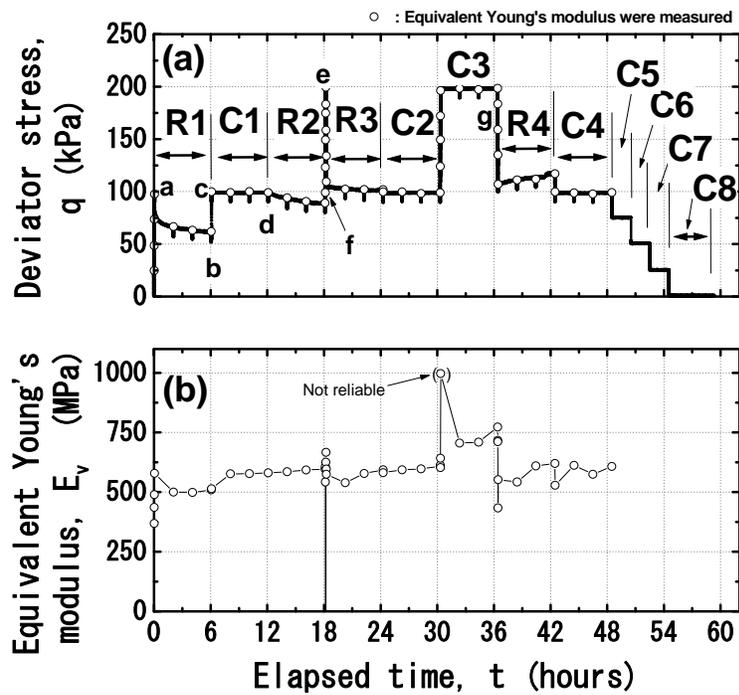


図4-1-15 クリープ・リラクゼーション試験 (CR2) の偏差応力と等価ヤング率の時刻歴

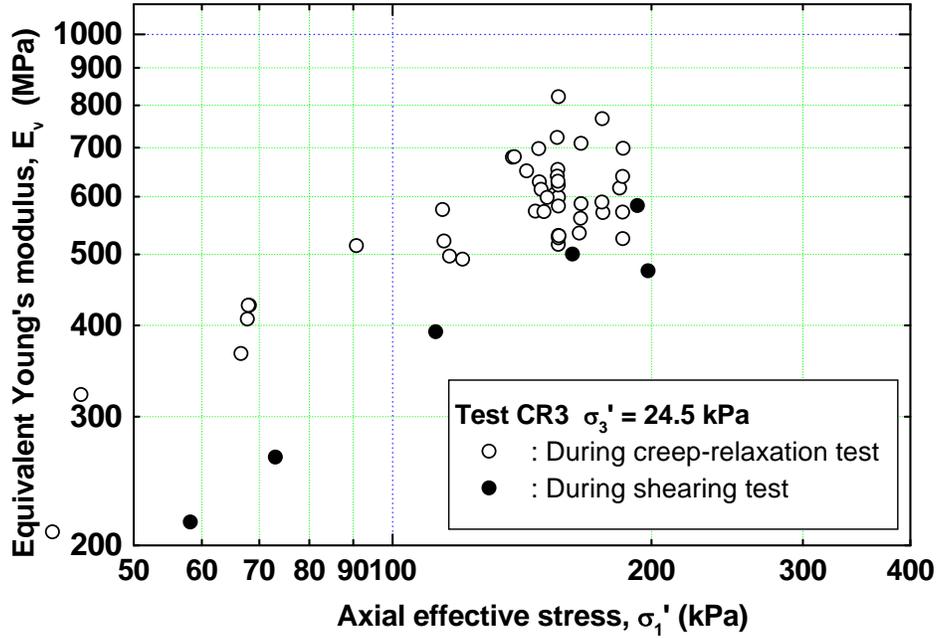


図4-1-16 クリープ・リラクゼーション試験 (CR3) の軸応力と等価ヤング率の関係

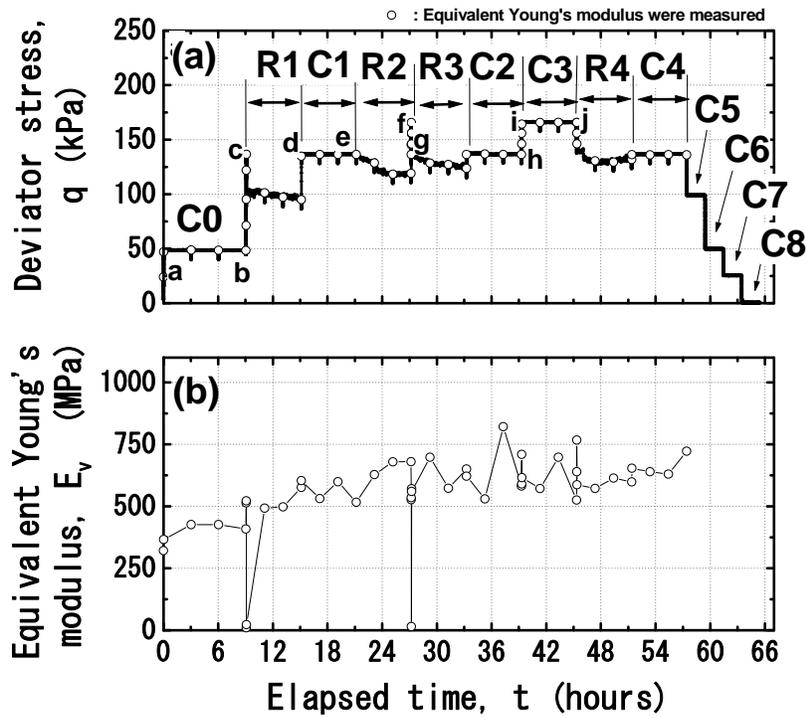


図4-1-17 クリープ・リラクゼーション試験 (CR3) の偏差応力と等価ヤング率の時刻歴

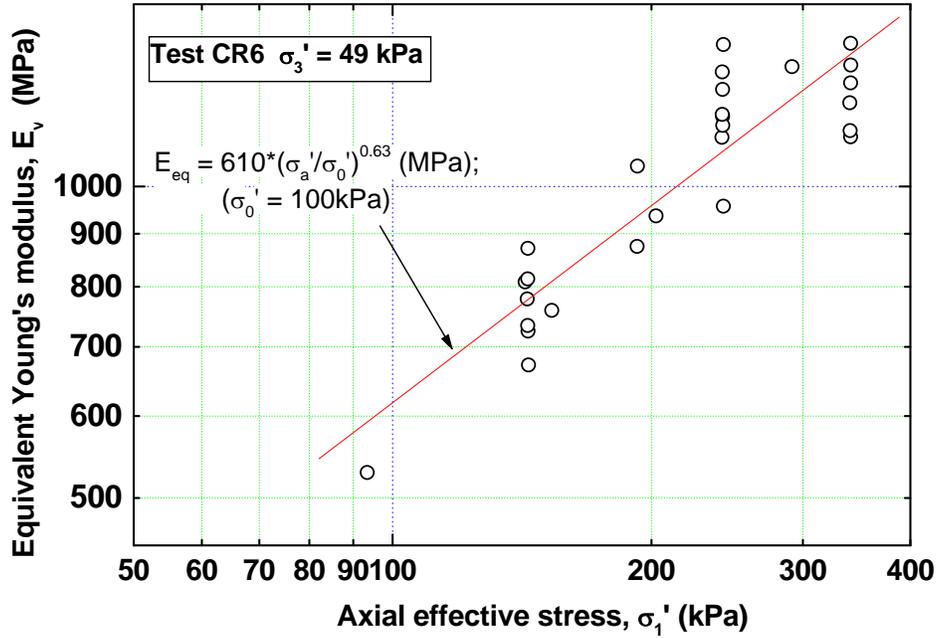


図4-1-18 クリープ・リラクゼーション試験 (CR6) の軸応力と等価ヤング率の関係

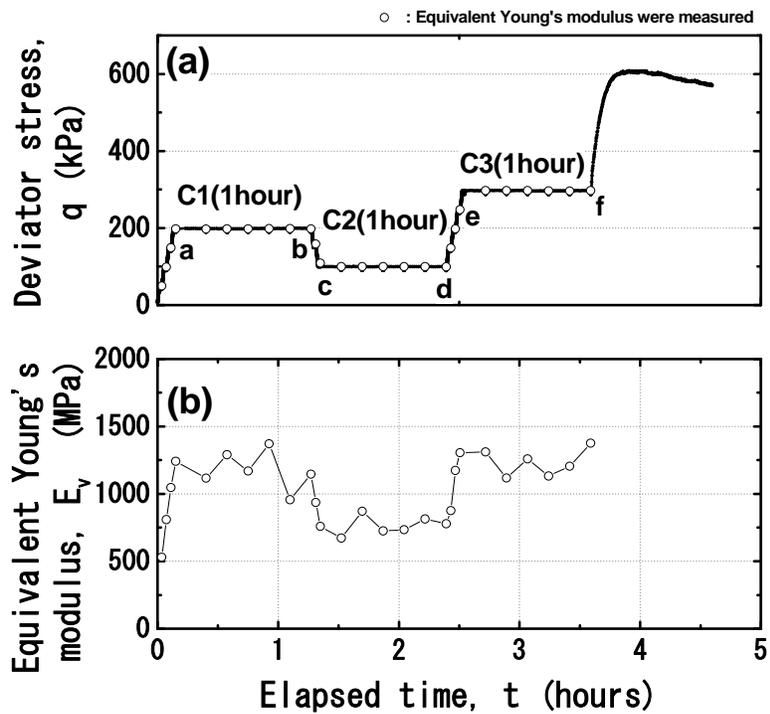


図4-1-19 クリープ・リラクゼーション試験 (CR6) の偏差応力と等価ヤング率の時刻歴

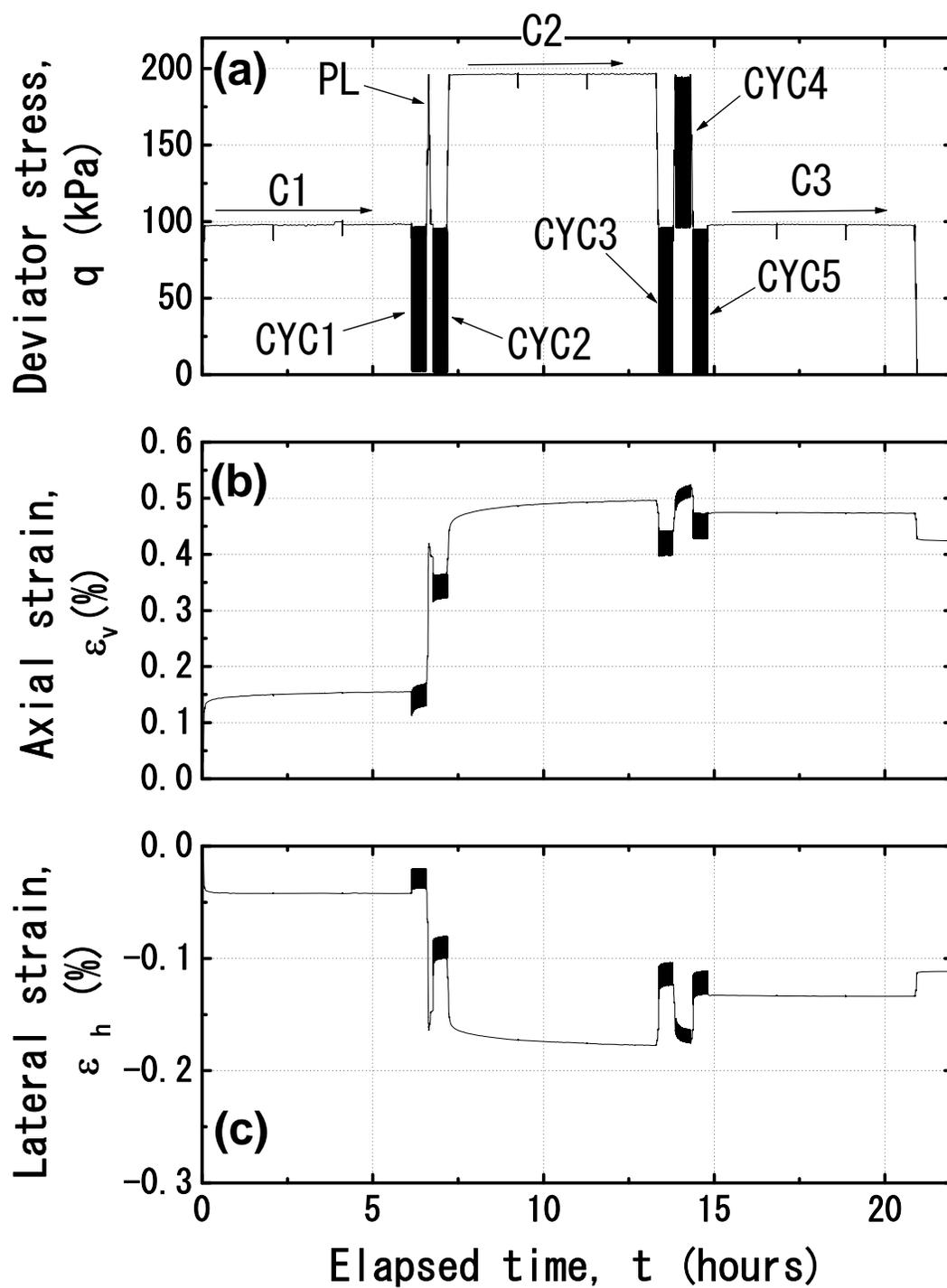


図4-2-1 繰返し試験 (CR8) の時刻歴

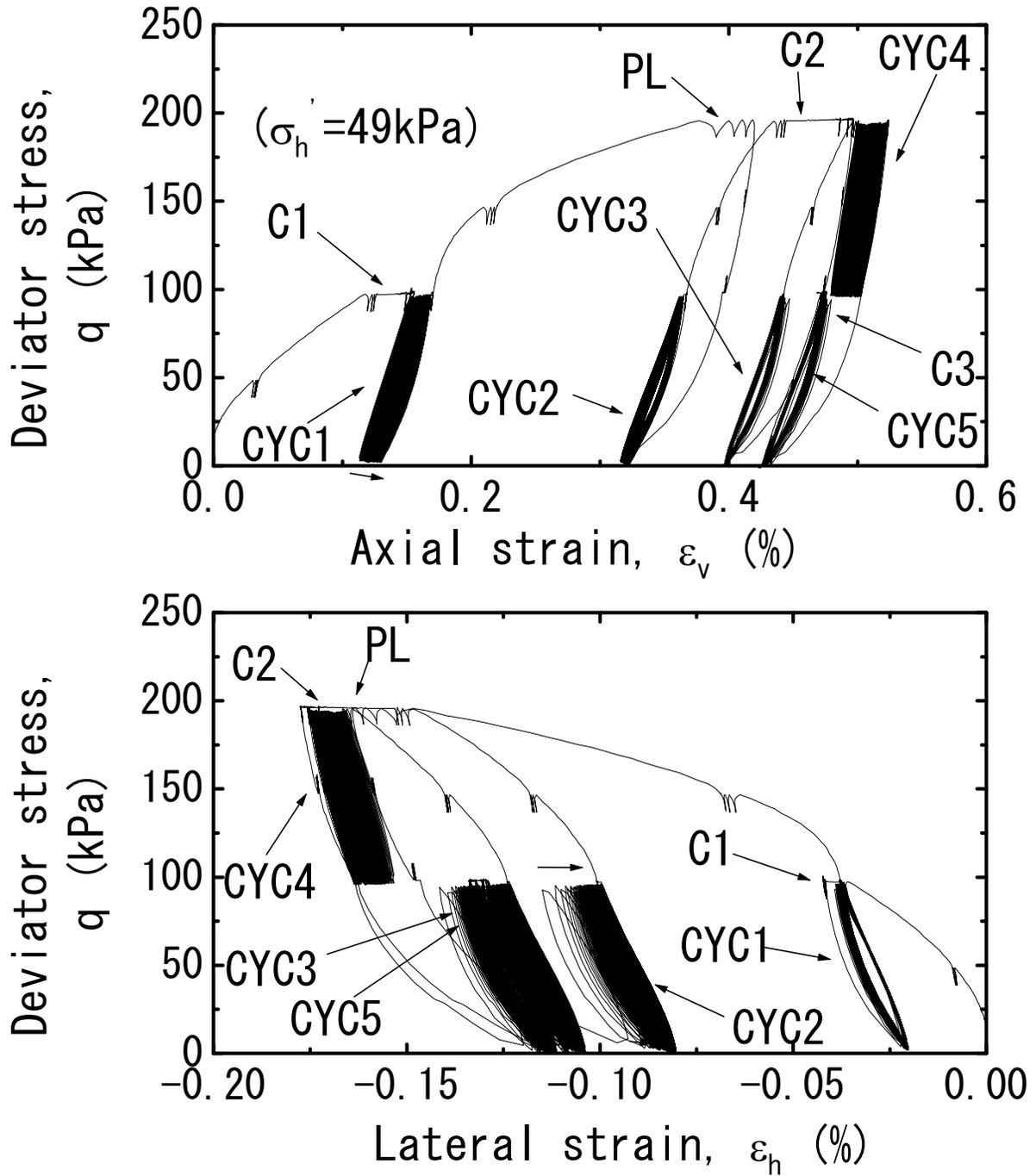


図4-2-2 繰返し試験 (CR8) の応力・ひずみ関係

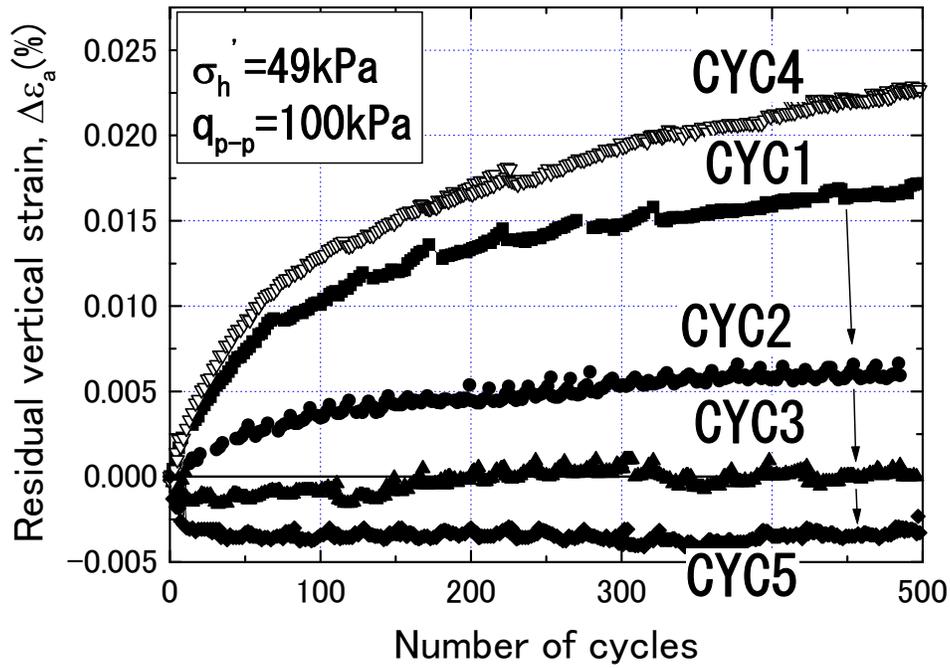


図4-2-3 繰返し試験 (CR8) の繰返し荷重による残留圧縮ひずみの履歴

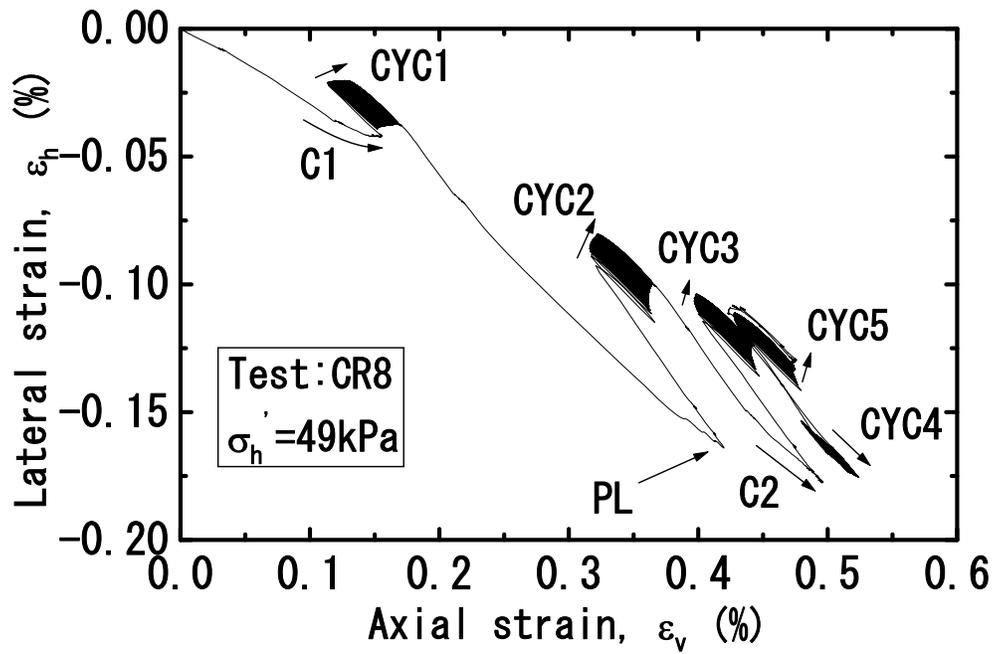


図4-2-4 繰返し試験 (CR8) の軸ひずみと水平ひずみの関係

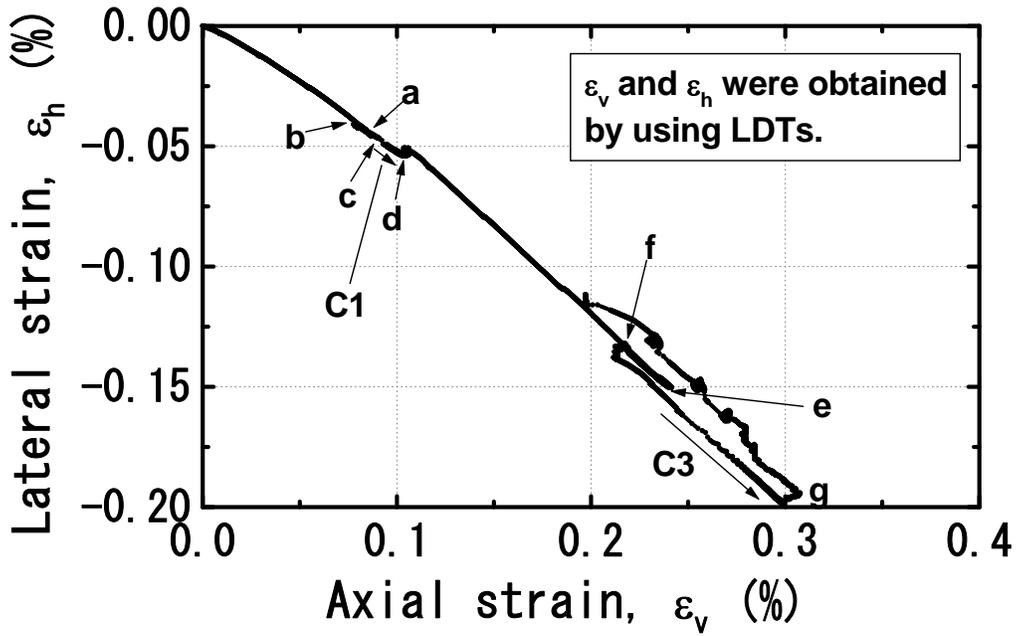


図4-2-5 繰返し試験 (CR2) の軸ひずみと水平ひずみの関係

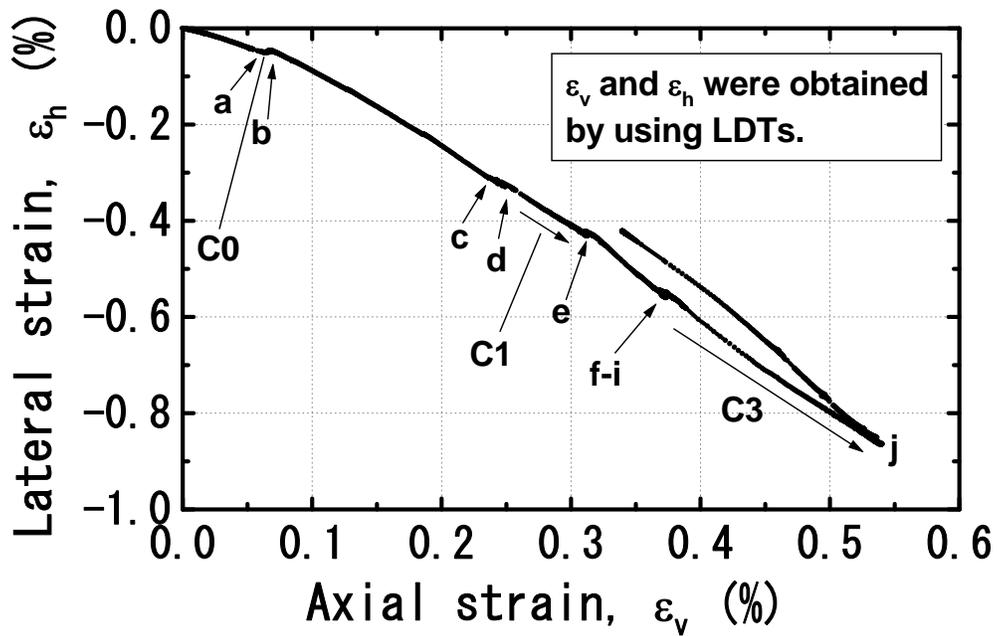


図4-2-6 繰返し試験 (CR3) の軸ひずみと水平ひずみの関係

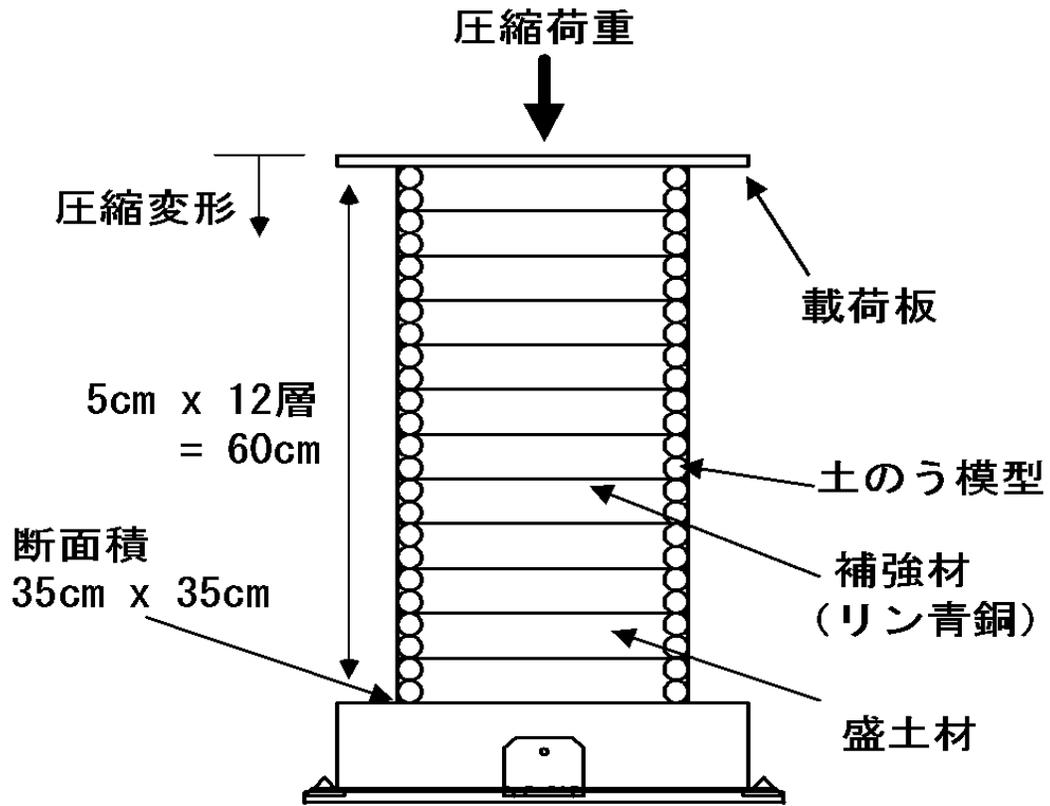


図4-3-1 補強土橋脚模型の概略図

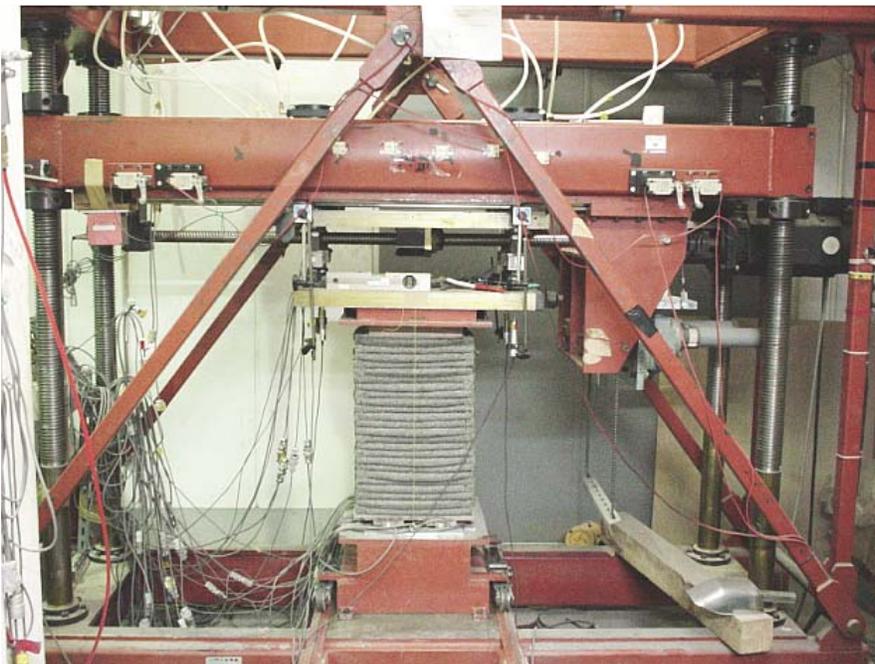


図4-3-2 補強土橋脚模型の載荷装置

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内载荷実験

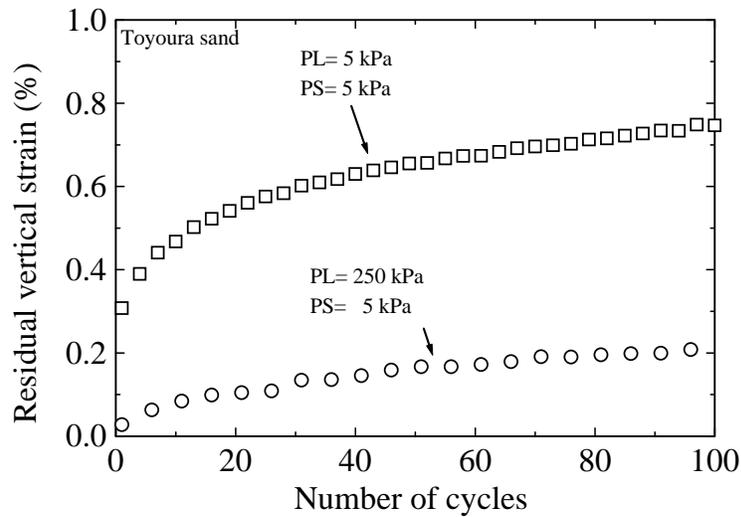
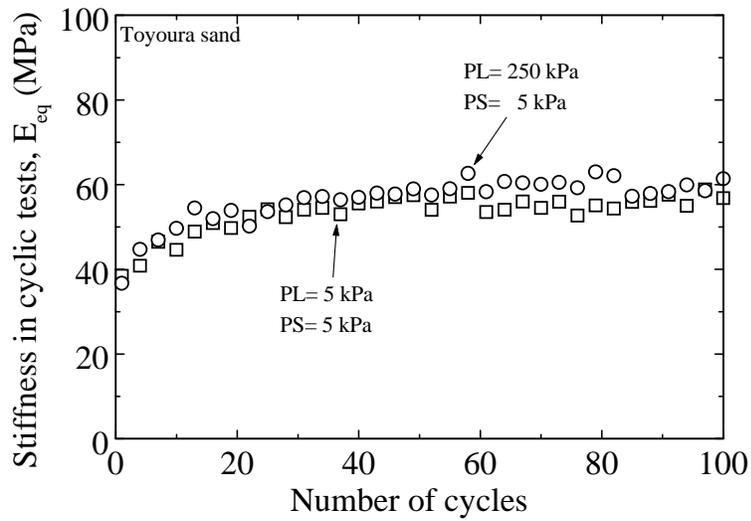
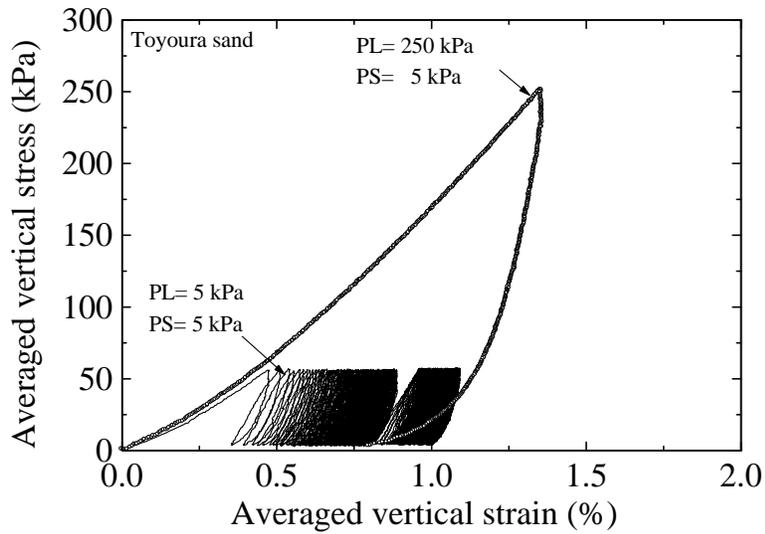


図4-3-3 プレロードの有無の影響を調べる試験（豊浦砂）
 (上) 荷重と圧縮量の関係 (中) 繰返し载荷時の割線剛性の変化
 (下) 繰返し载荷による残留圧縮量の累積

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内载荷実験

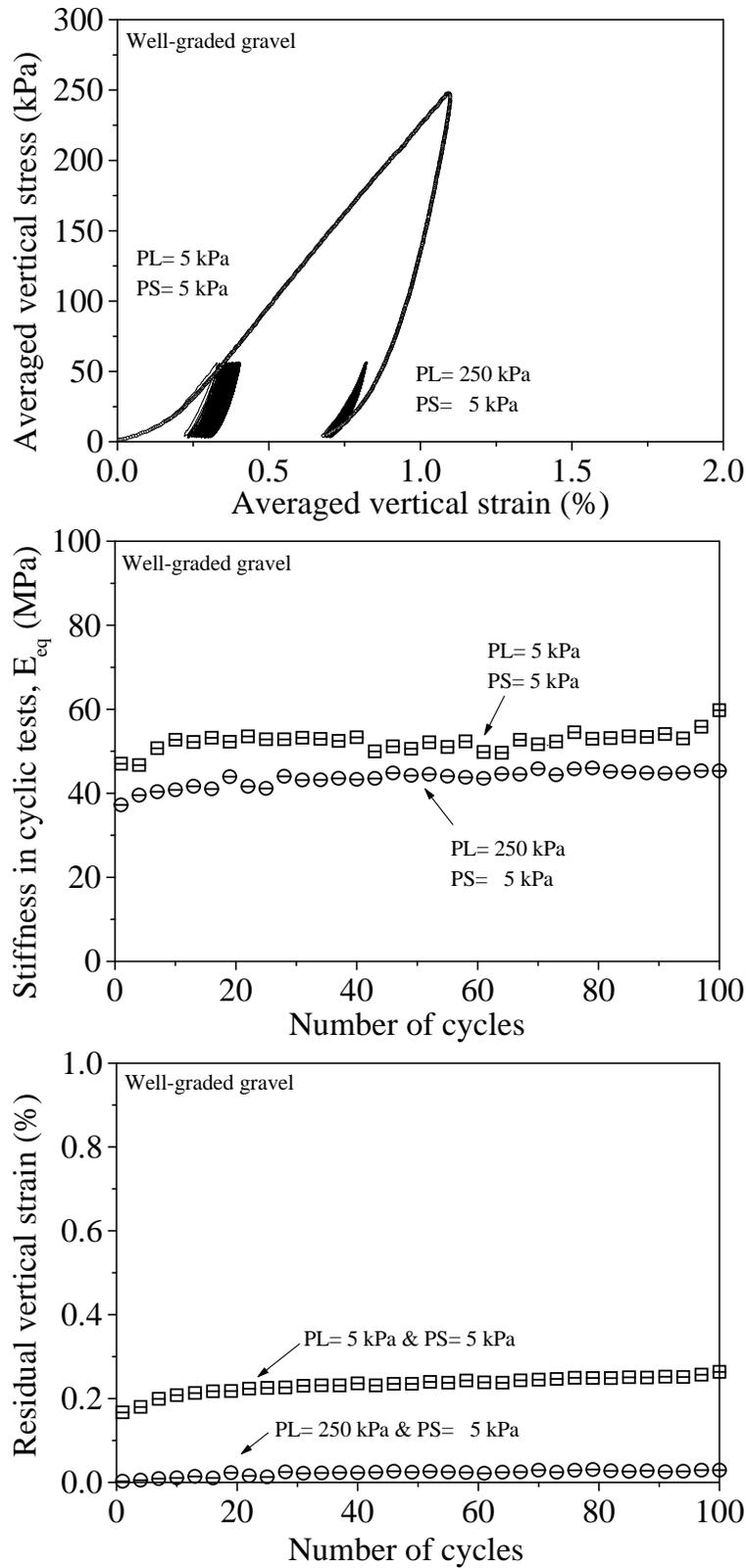


図4-3-4 プレロードの有無の影響を調べる試験 (粒度調整碎石)
 (上) 荷重と圧縮量の関係 (中) 繰返し载荷時の割線剛性の変化
 (下) 繰返し载荷による残留圧縮量の累積

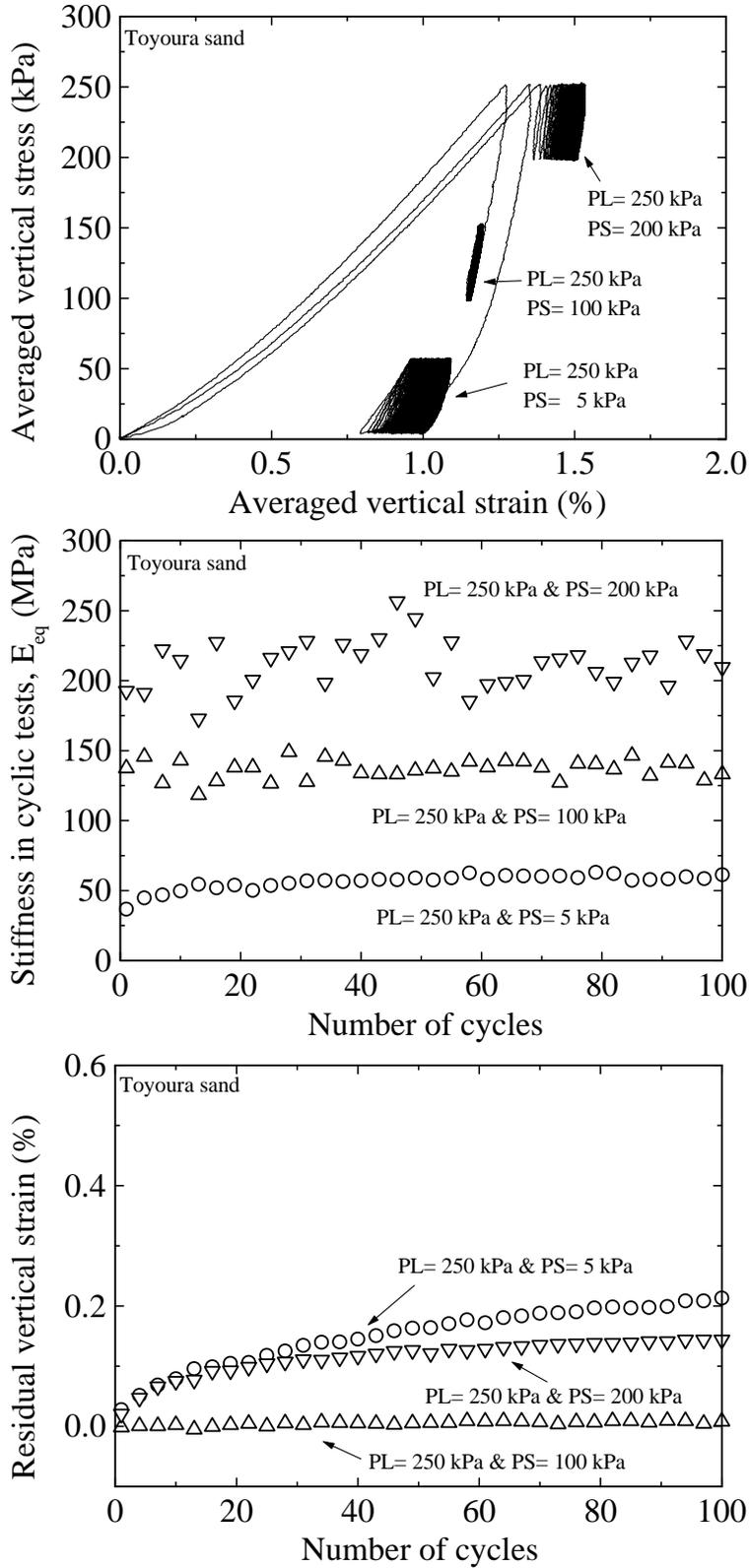


図4-3-5 プレストレスの有無の影響を調べる試験（豊浦砂）
 (上) 荷重と圧縮量の関係 (中) 繰返し载荷時の割線剛性の変化
 (下) 繰返し载荷による残留圧縮量の累積

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内载荷実験

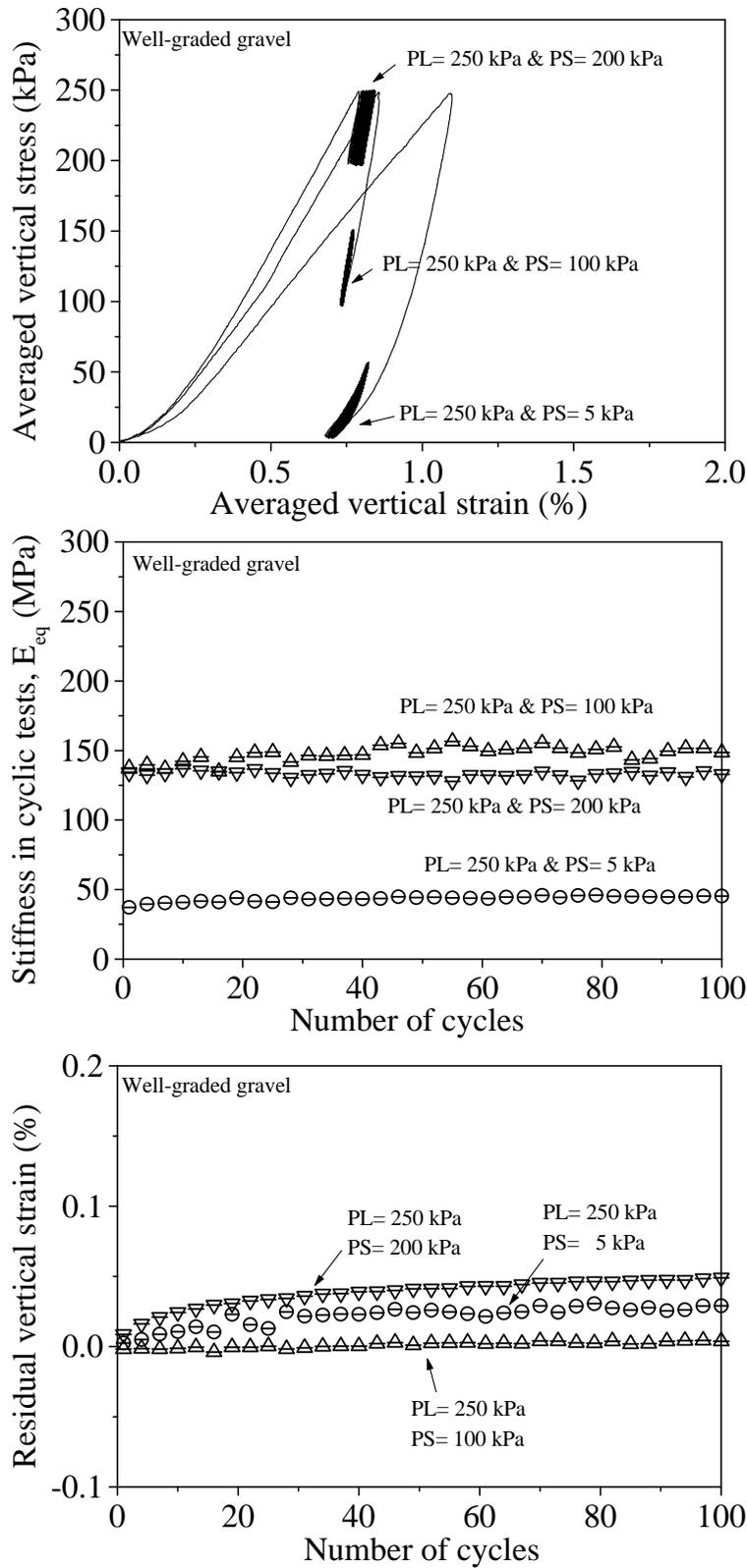


図4-3-6 プレストレスの有無の影響を調べる試験 (粒度調整碎石)
 (上) 荷重と圧縮量の関係 (中) 繰返し载荷時の割線剛性の変化
 (下) 繰返し载荷による残留圧縮量の累積

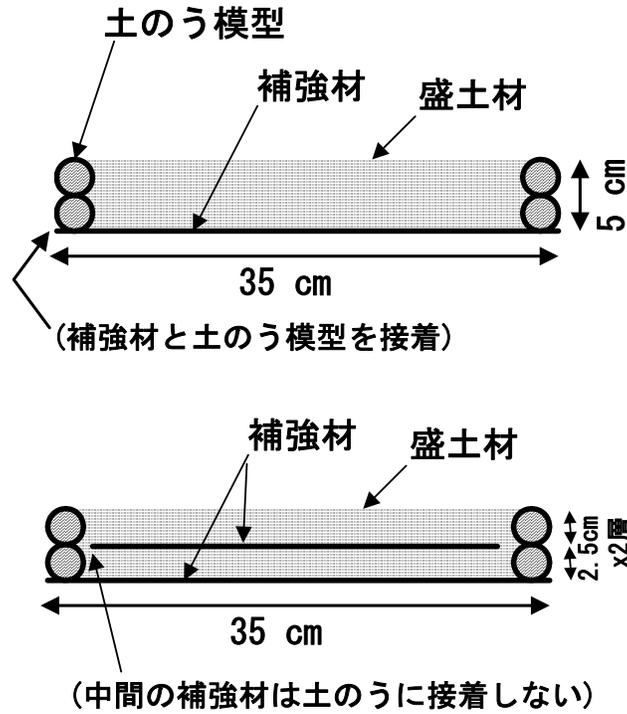


図4-4-1 各補強層の構造 (上) 補強材間隔5cmの場合
(下) 補強材間隔2.5cmの場合

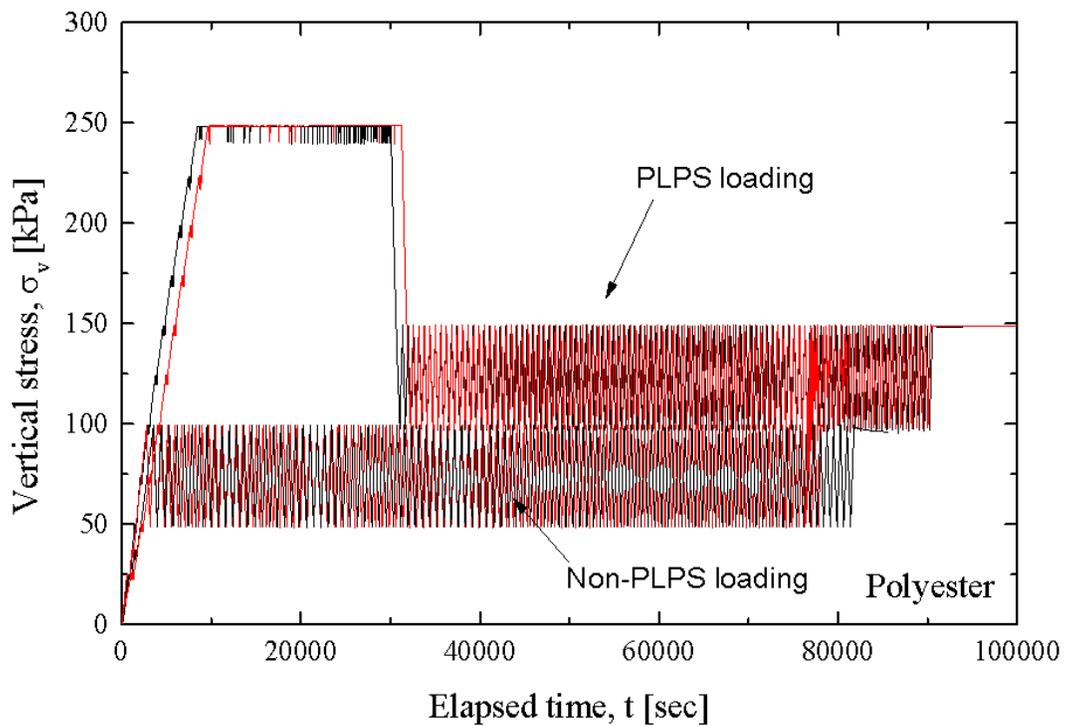


図4-4-2 補強土橋脚模型の载荷パターン
(PL・PS载荷 および 通常の盛土の载荷)

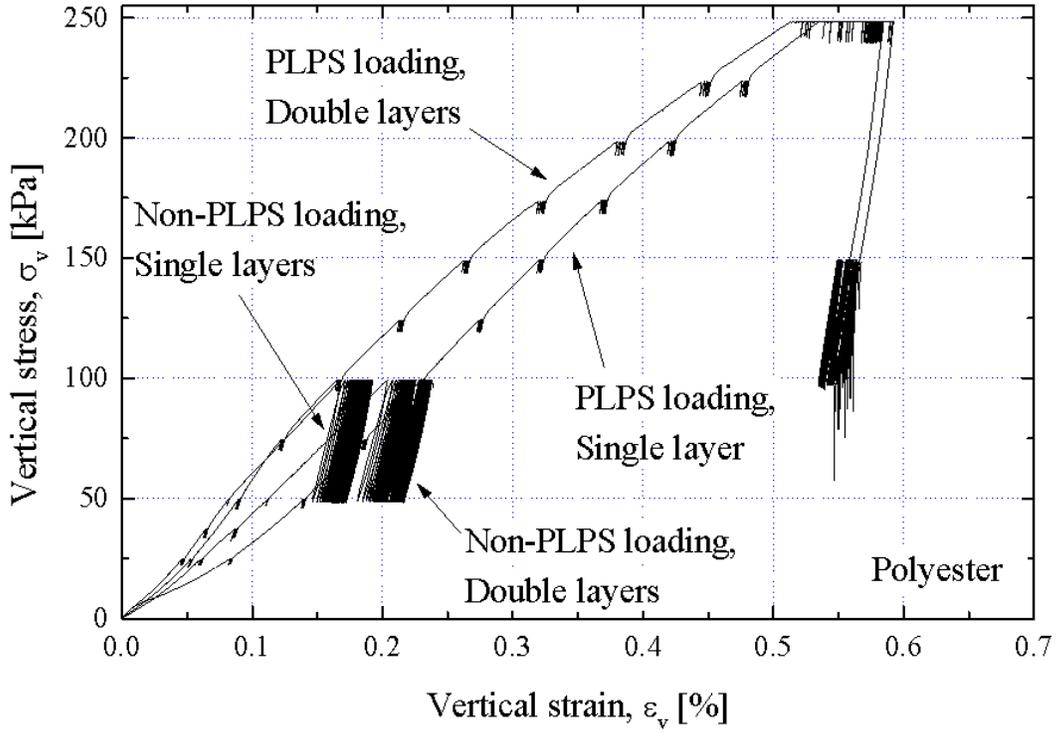


図4-4-3 補強土橋脚模型の荷重・圧縮量関係

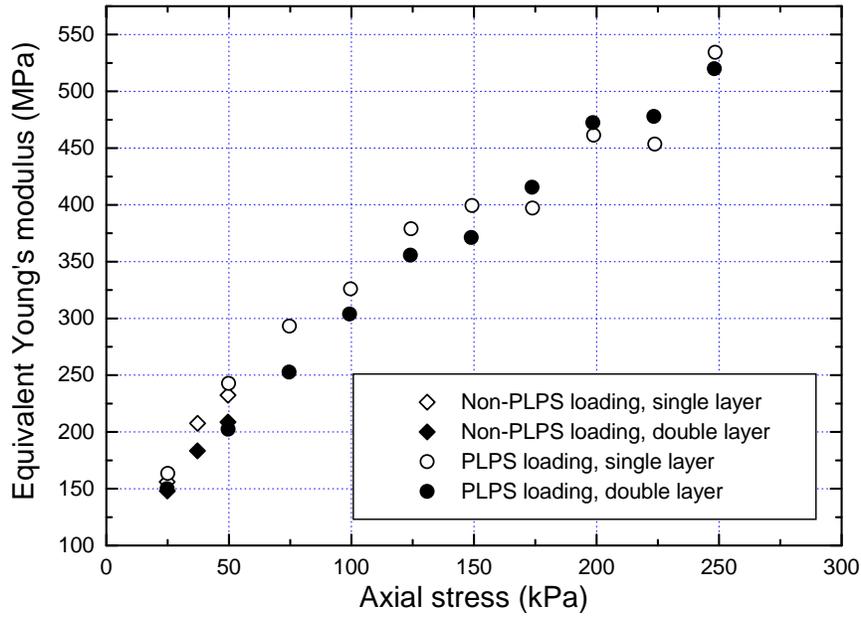


図4-4-4 補強土橋脚模型の微小繰返し载荷に対する剛性の比較

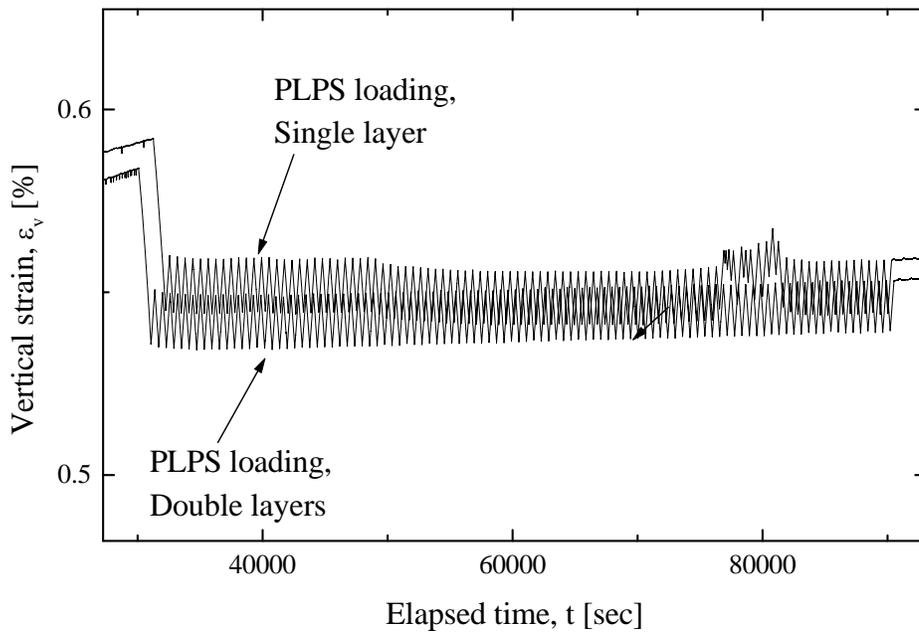
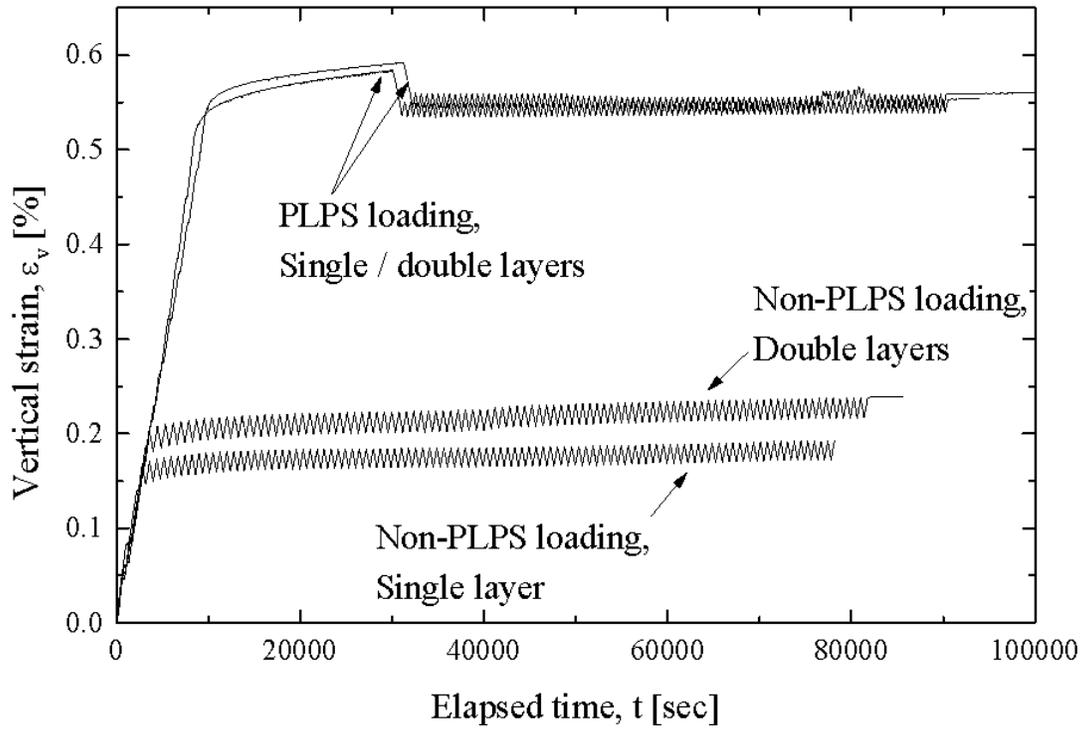


図4-4-5 補強土橋脚模型の圧縮量の履歴 (下は拡大図)

第4章 盛土材および補強土橋脚模型の室内载荷実験

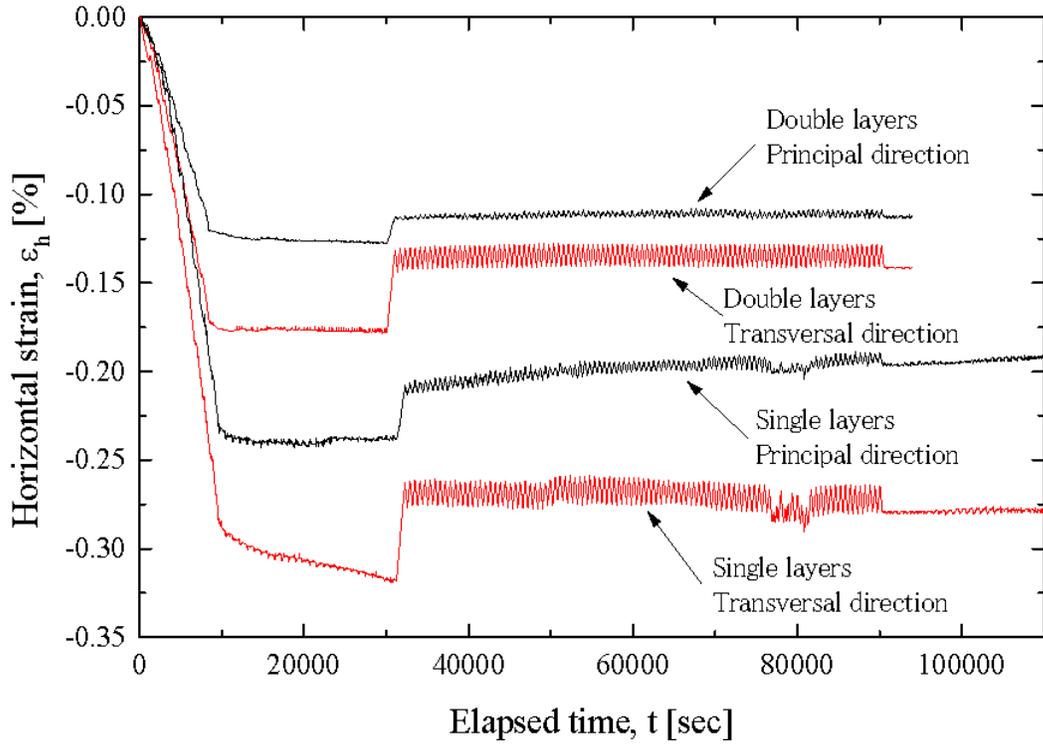


図4-4-6 補強土橋脚模型の補強材ひずみの履歴 (PL・PSあり)

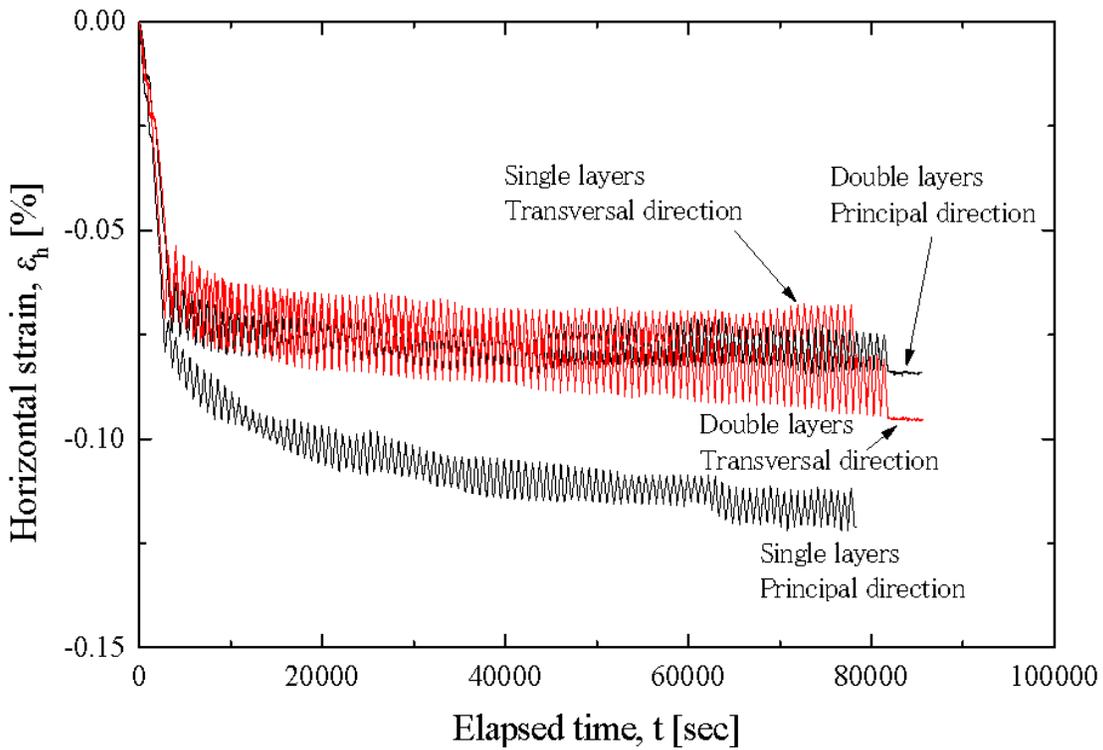


図4-4-7 補強土橋脚模型の補強材ひずみの履歴 (PL・PSなし)

第5章 PL・PS補強盛土の変形解析

PL・PS補強土橋脚の長期安定性は、プレロード時に十分クリープ変形させてから除荷したこと、常に高いプレストレスで盛土材を十分に圧縮していることで保証される。盛土のクリープ圧縮やリラクゼーションによってプレストレスが低下すると、盛土材のヤング率が低下するために交通荷重によるひずみ振幅が大きくなり、そのため塑性変形が生じて残留変形が累積し、さらにプレストレスが低下するという悪循環に陥る可能性がある。従って、プレストレスを長期間にわたって一定水準以上に保つことが必要である。このように、PL・PS構造物では、長時間の静的・動的荷重に対する特性、すなわち時間依存特性を把握することが重要であり、この特性を設計において考慮する必要がある。

理想的には、盛土材と補強材の時間依存特性およびその相互干渉のモデル化が必要だが、プレロード荷重からプレストレスの導入、供用荷重の載荷まですべての過程を厳密に解析で追うことは、現段階ではまだ難しい。

ここでは手始めとして、1996年夏にJR九州篠栗線馬出橋梁で建設された実施工のPL・PS補強土橋脚（第3章参照）について、プレロード時の荷重・時間・圧縮の関係に限定して、龍岡ら(1999a)が提唱する非線形三要素モデル（New Isotach モデル）の適用を試みた。

さらに、橋脚建設時に採取した盛土材の粗粒分を取り除いたもので、小型の三軸圧縮試験を行い、その結果からも時間依存的構成則のパラメータを推定し、上記の解析結果と比較した。

5-1 New Isotach モデルの概要

Isotach 特性とは、「単調載荷状態ならば、いかなる時も、ひずみとひずみ速度と応力の関係が一意に決まる」という性質である。これを改良した New Isotach モデルは、古くからある三要素型レオロジーモデルの一種である。図5-1-1に概念図を示す。全体のひずみ ε は、図5-1-1 aの要素(A)の弾性ひずみ ε^e と、要素(B),(C)の不可逆ひずみ ε^{ir} の和として表される(図5-1-1 b参照)。つまり、

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{ir} \quad (\text{式1})$$

要素(A)は非線形歪弾性体であり、既存の経験則に従って次式のように応力依存性を仮定した。

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon^e} = E_0 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad \left(\begin{array}{l} \text{但し、} d\sigma: \text{応力増分、} d\varepsilon^e: \text{弾性ひずみ増分、} \sigma_0: \text{基準応力、} \\ E_0: \sigma = \sigma_0 \text{の時の } d\sigma / d\varepsilon^e、n: \text{定数} \end{array} \right) \quad (\text{式2})$$

また図5-1-1 aの全体の応力 σ は、要素(B)の時間非依存の応力 σ^f と要素(C)の時間依存の応力 σ^v とに分配される(図6-1-1 c参照)。つまり、

$$\sigma = \sigma^f + \sigma^v \quad (\text{式3})$$

要素(B)の応力 σ^f は不可逆ひずみ ε^{ir} の関数であり、不可逆ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}^{ir}$ には依存しない。ただし、繰返し载荷が行われる場合は、その载荷履歴には依存する。関数 $\sigma^f(\varepsilon^{ir})$ の一般的な形は現在のところ不明で、材料ごとに実験結果などからそのつど関数を与える必要がある。

一方、要素(C)の応力 σ^v は不可逆ひずみ ε^{ir} と不可逆ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}^{ir}$ の関数で、これがモデルの速度依存性を決定する。この $\sigma^v(\varepsilon^{ir}, \dot{\varepsilon}^{ir})$ については、龍岡ら(1999a)にならって、次の関数型を仮定した。

$$\sigma^v(\varepsilon^{ir}, \dot{\varepsilon}^{ir}) = \sigma^f(\varepsilon^{ir}) \cdot g_v(\dot{\varepsilon}^{ir}) \quad \text{ただし、} \quad g_v(\dot{\varepsilon}^{ir}) = \alpha \left[1 - \exp\left\{1 - \left(\frac{\dot{\varepsilon}^{ir}}{\dot{\varepsilon}_{ref}^{ir}} + 1\right)^m\right\}\right] \quad \text{(式4)}$$

$$\text{よって、} \quad \sigma = \sigma^f(\varepsilon^{ir}) + \sigma^v(\varepsilon^{ir}, \dot{\varepsilon}^{ir}) = \sigma^f(\varepsilon^{ir}) \cdot \{1 + g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})\} \quad \text{(式5)}$$

ここに、 α 、 m 、 $\dot{\varepsilon}_{ref}^{ir}$ は、それぞれ定数である。 α は不可逆ひずみ速度依存性 $g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})$ のスケールを、 $\dot{\varepsilon}_{ref}^{ir}$ は(時間)⁻¹の次元を持ち不可逆ひずみ速度のスケールを決める。式4に $\sigma^f(\varepsilon^{ir})$ が含まれるので、要素(B)と要素(C)は独立ではない。

この係数 $g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})$ は、図6-1-2に示すように、 $\dot{\varepsilon}^{ir} = 0$ のとき0、 $\dot{\varepsilon}^{ir} = +\infty$ のとき α となる単調増加関数である。したがって、このモデルでは、不可逆ひずみ速度が非常に小さい準静的载荷では応力ひずみ関係が $\sigma = \sigma^f(\varepsilon^{ir})$ になる。 $\dot{\varepsilon}^{ir} > 0$ の場合には、不可逆ひずみ速度が高いほど σ が増加し、非常に高速なときは $\sigma = (1 + \alpha)\sigma^f(\varepsilon^{ir})$ となる。応力ひずみ関係は $\sigma = \sigma^f(\varepsilon^{ir})$ と $\sigma = (1 + \alpha)\sigma^f(\varepsilon^{ir})$ の中間しか取れないので、前者を lower bound、後者を upper bound とも呼ぶ。

ただし、図5-1-2に示すように、この関数の値が α で頭打ちになるのは、 $\dot{\varepsilon}^{ir}$ がきわめて大きくなった場合であり、通常の実験や実現場で起こるひずみ速度の範囲では、ほぼ単調増加になる。実際に、極めて高速なひずみ速度で応力に上限があるかどうか、実験的に明確に確かめられていない。

また、図5-1-2に示すように、 $\dot{\varepsilon}^{ir}$ を対数軸でプロットしたとき、おおよそ $\dot{\varepsilon}^{ir} > \dot{\varepsilon}_{ref}^{ir}$ の範囲では、ほぼ1に近い値をとり、おおよそ $\dot{\varepsilon}^{ir} > \dot{\varepsilon}_{ref}^{ir}$ の範囲では直線に近い部分が現れる。7-3節で示すように、この直線的な部分の傾き b^* を実験的に測定することができる。

New Isotach モデルでは、クリープ変形時の挙動は図6-1-3 aのように解釈される。一定のクリープ荷重 σ_{creep} の下で、現在の不可逆ひずみが ε^{ir} であるとする。このときの不可逆ひずみ速度非依存の応力成分 σ^f はモデルで与えられた関数 $\sigma^f(\varepsilon^{ir})$ で求められる。従って、不可逆ひずみ速度依存の応力成分は $\sigma^v(\varepsilon^{ir}, \dot{\varepsilon}^{ir}) = \sigma_{creep} - \sigma^f(\varepsilon^{ir})$ で求められ、式4から $g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})$ の値、従って $\dot{\varepsilon}^{ir}$ が順次逆算できる。クリープが進むと、ひずみ速度が小さくなっていく減少は、応力・ひずみ状態は lower bound に近づいていき、応力と lower bound との比率 $1 + g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})$ がだんだん小さくなることと、関数 $g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})$ が単調増加であることから説明される。無限の時間の後にこの曲線上に達してそれ以上は

クリープしない。

また、これまでの実物大盛土および室内試験で見てきたように、PL・PS補強土工法では、プレロードを載荷した後にプレストレス荷重まで除荷することが、長期のプレストレスの維持、および、変形の抑制に重要な効果をもたらす。この効果も、New Isotach モデルで図5-1-4のように説明される。

総応力 $\sigma = \sigma^f + \sigma^v$ が図5-1-4のAの応力に達したときに、荷重を減少させて除荷を開始したとする。この瞬間には、非時間依存的な応力成分 σ^f は、 σ より低いところにある。その後、総応力 σ が減少し、 σ^f のカーブと交差するところまでは、非可逆ひずみ ε^{ir} は増加し続け、 σ^f のカーブ上でちょうど非可逆ひずみが停止する(図のB)。ただし、ここまでの過程で弾性ひずみ ε^e は総応力 σ に応じて減少するため、総ひずみ $\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{ir}$ も増加するとは限らない。

その後は、 σ^f のカーブとの交点を基点として、 σ^f を反転した方向への新しいレファレンスカーブとして、 σ^f が新たに与えられる。そして、除荷方向のひずみ速度に応じて時間依存的な応力 σ^v が負の方向に加算されるので、応力は σ^f よりも下を通る。

除荷時に、一定応力を保持するクリープ載荷を行えば、ひずみは膨張する方向に進み、ひずみを固定するリラクゼーション条件にすれば、応力が上昇する。これは、これまでの実物大盛土および室内試験で見られた creep recovery の現象を説明している。

PL・PS補強土構造物のプレストレス導入後の長期挙動を検討するためには、これらの一連の過程を定量的に議論できなければならない。しかし、現状においては、除荷時の関数 $\sigma^f(\varepsilon^{ir})$ をいかにして与えるか、また、他のパラメータについても、除荷時の値をどう与えるか、という問題は未解決であり、ここでは、定性的な説明にとどめる。

5-2 馬出橋梁PL・PS橋脚のプレロード時の挙動解析

1996年夏にJR九州篠栗線馬出橋梁において建設された実施工のPL・PS補強土橋脚(第3章参照)について、プレロード時の荷重・時間・圧縮の関係に限定して、New Isotach モデルの適用を試みた。図5-2-1に示すプレロード荷重と鉛直圧縮量との関係で、1日目のプレロード載荷の過程(荷重の段階的増加と、30分あるいは60分の荷重保持; 図5-2-1のステージ1まで)での挙動から、モデルのパラメータを推定し、そのパラメータを用いて同じ挙動を再現した。

一般にモデルが複雑になるほど、パラメータの数が増えて、その決定が困難になるが、ここでは各荷重段階での荷重保持載荷での挙動をうまく利用してパラメータを絞り込む方法を工夫した。

5-2-1 弾性要素のパラメータの推定

PL・PS橋脚で測定された全ひずみを、弾性成分と非可逆成分に分割するために、式2に現れるパラメータを推定する。図5-2-2 aは、PL・PS橋脚の盛土材と同じ粒度調整碎石を締固めた

供試体を用いた、有効側圧一定の室内中型三軸圧縮試験で得られた、偏差応力と軸ひずみである。供試体は 30cm x 30cm x 60cmH の直方体で、ひずみは LDT を用いて精密に計測した。供試体は乾燥密度 1.95 g/cm³、含水比 3.0% で、非常によく締まっている。実施工の PL・PS 橋脚の単体重量も同程度と仮定して、この三軸試験結果を用いてモデルのパラメータを推定した。この試験では、図 5-2-2 a に示すように、両振幅で約 10kPa の微少な繰返し載荷を様々な応力レベルで行い、それぞれのヤング率を測定している。そのヤング率と軸圧縮応力との関係を図 5-2-2 b のように両対数でプロットし、直線近似することによって、

$$\sigma_0 = 100 \text{ kPa}, E_0 = 610 \text{ MPa}, n = 0.63$$

を得た。これを用いて各応力レベルでの弾性ひずみ ε^e を求め、それと全ひずみ $\varepsilon_{\text{total}}$ との差として非可逆ひずみ ε^{ir} を求めたものを、図 5-2-2 a に重ねて示す。

5-2-2 不可逆ひずみ速度依存性のパラメータの推定

式 4 の $g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})$ の定義式に現れるパラメータ α 、 m 、 $\dot{\varepsilon}_{ref}^{ir}$ を推定する。図 5-2-2 の盛土材の三軸圧縮試験では、いくつかの応力レベルで、それぞれ約 1 時間のクリープ載荷試験を行った。そのうち、偏差応力 $q = 200 \text{ kPa}$ でのクリープ時の挙動を図 5-2-3 に示す。図 5-2-3 c の不可逆ひずみ速度は、図 5-2-3 b の不可逆ひずみの時刻歴から、ひずみ増分を時間増分で割って求めた。図 5-2-3 d は、不可逆ひずみ速度を、不可逆ひずみに対してプロットしている。

式 4 を変形して、 $\dot{\varepsilon}^{ir}$ について解くと、

$$\dot{\varepsilon}^{ir} = \dot{\varepsilon}_{ref}^{ir} \left[\left\{ 1 - \ln\left(1 - \frac{x}{\alpha}\right) \right\}^{1/m} - 1 \right] \quad (\text{式 6})$$

となる。ただし、 $x = g_v(\dot{\varepsilon}^{ir}) = \frac{\sigma_{creep}}{\sigma^f(\dot{\varepsilon}^{ir})} - 1$ である。

この式を $\dot{\varepsilon}^{ir}$ から ε^{ir} への関数を見なすとき、未知のパラメータは、 α 、 m 、 $\dot{\varepsilon}_{ref}^{ir}$ 、 $\sigma^f(\dot{\varepsilon}^{ir})$ の 4 つである。ただし、 $\sigma^f(\dot{\varepsilon}^{ir})$ は定数でなく、 $\dot{\varepsilon}^{ir}$ によって変化する連続関数であるから、 $\sigma^f(\dot{\varepsilon}^{ir})$ の関数型を指定しなければ最小二乗法によるパラメータの決定はできない。そこで、 $\sigma^f(\dot{\varepsilon}^{ir})$ の関数型について、「各々のクリープ載荷時における $\dot{\varepsilon}^{ir}$ の近傍では、 $\sigma^f(\dot{\varepsilon}^{ir})$ の形をそれぞれ直線で近似できる」と仮定し、図 5-2-3 b のように、クリープが終了する不可逆ひずみ量を ε_{ULT}^{ir} 、この近傍での $\sigma^f(\dot{\varepsilon}^{ir})$ の傾きを λ とした。地盤材料が降伏しない範囲では、 $\sigma^f(\dot{\varepsilon}^{ir})$ が急激に折れ曲がることはなく滑らかな形をしているのが一般的なので、妥当な仮定だと考えられる。このとき、

$$x = g_v(\dot{\varepsilon}^{ir}) = \frac{\sigma_{creep}}{\sigma^f(\dot{\varepsilon}^{ir})} - 1 = \frac{\lambda[\varepsilon_{ULT}^{ir} - \varepsilon^{ir}]}{\sigma_{creep} - \lambda[\varepsilon_{ULT}^{ir} - \varepsilon^{ir}]} \quad (\text{式7})$$

となるので、式7を式6に代入した式（5つの未知パラメータ α 、 m 、 $\dot{\varepsilon}_{ref}^{ir}$ 、 λ 、 ε_{ULT}^{ir} を持つ）を用いて、図5-2-3 dのプロットに対してフィッティングを行った。

原理的には、図5-2-3 bやcのような非可逆ひずみや非可逆ひずみ速度の時刻歴に対してフィッティングを行うことも考えられる。しかし、式4を変形して時間の変数を含む式を得るためには、 $\sigma^f(\dot{\varepsilon}^{ir})$ の逆数をひずみで積分する操作が必要であり、式4のように複雑な関数が含まれる場合には、フィッティングに用いる式の形を求めることは非常に困難である。

フィッティングの結果、表5-2-1のように複数の α に対して最適なパラメータの組が得られることが分かった。図5-2-3 dに、これらの組合せのうち、 $\alpha = 0.09004$ と $\alpha = 10$ の場合のパラメータを用いて得られた曲線を示す。パラメータが全て異なっているにもかかわらず、曲線は全く一致している。その他、表6-2-1に示したどの組み合わせについても、曲線は一致した。おそらく、 α が連続的に変化しても、各 α に対して最適なパラメータの組が得られて、同一の曲線が得られるのではないかと思われる。本来、パラメータが互いに独立であれば、異なるパラメータに対して同一の曲線が得られることはあり得ない。この一つの理由として、図5-2-3 dでフィッティングに用いた点の ε^{ir} の範囲が限定されていることが考えられる。また、式が複雑なのでパラメータに冗長性が隠されている可能性もあり、今後検討が必要である。

今回は、次の節で述べる理由もあり、 $\alpha = 15$ の場合のパラメータを用いた。

表5-2-1 不可逆ひずみ速度依存性のパラメータの推定結果

α	m	$\dot{\varepsilon}_{ref}^{ir}$	λ	ε_{ULT}^{ir}
0.09004	0.0137	0.000224188	226.934	0.09716
0.5	0.00589	0.000090750	518.0	0.09861
1	0.00414	0.000072450	726.5	0.09889
5	0.00194	0.000029659	1623.6	0.10022
10	0.0015	0.000018106	2351.8	0.10118
15	0.0013	0.000015034	2898.8	0.10168

5-2-3 不可逆ひずみ速度非依存性のパラメータ (lower bound) の推定

図5-2-1のプレロード時の荷重・圧縮関係を、応力・ひずみ（断面積22.04m²、高さ2400mm）になおして、さらに応力については盛土全体の代表値として盛土の中間の高さでの応力を用い、ひずみについては推定された弾性要素のパラメータを用いて弾性ひずみと不可逆ひずみに分離すると、図5-2-4に示すようになる。ただし、図5-2-4では1日目の段階载荷のプレロードの部分（最初の除荷を行うまで）を拡大表示している。図5-2-3 dと同様に、不可逆ひずみと不可逆ひずみ速

度の関係をプロットしたものを、併せて示している。計測間隔が2分に1回であり、データの数少なくバラツキも大きい、各荷重段階でのクリープごとに、式6、式7をフィッティングした。ただし、前節で求めたパラメータのうち、 $\alpha = 15$ 、 $m = 0.0013$ 、 $\varepsilon_{ref}^{ir} = 0.000015034$ は固定して、lower boundを決める λ と ε_{ULT}^{ir} だけを変えて最適化した。これで得られる ε_{ULT}^{ir} は、各荷重段階でのクリープが、非常に長い時間の後にどこまで進むかを表す。このクリープ終了点を図7-2-4に×印で示した。これらの点を通るように、lower boundの関数を次のように決めた。

$$\sigma^f(\varepsilon^{ir}) = (35.48 + 817.1\varepsilon^{ir}) / (1 + 3.791\varepsilon^{ir}) \quad (\text{式8})$$

ここでは、表5-2-1のパラメータの組合わせのうち $\alpha = 15$ のものを用いたが、 $\alpha = 0.09004$ および $\alpha = 10$ を用いた場合の λ と ε_{ULT}^{ir} も求めて、図5-2-5に示す。 λ と ε_{ULT}^{ir} は、各々の荷重段階でのlower boundの傾きと不可逆ひずみ量を個別に求めたが、 $\alpha = 15$ の場合には、各点から傾き λ でのばした矢印が全体のlower boundの方向に沿っているので、互いに整合の取れた結果だといえる。これは $\alpha = 10$ でも同様で、どちらのパラメータの組合わせを選ぶべきか判断しかねる。しかし $\alpha = 0.09004$ の場合には明らかに他の点との整合が取れず、明らかに不適切なパラメータだといえる。このようにlower bound全体の整合性によって、表5-2-1からパラメータをある程度絞ることができる。また、図5-2-5のAで示したように、プレロード後にAの応力まで除荷して翌朝までプレストレス状態においたとき、弾性余効で盛土が鉛直方向に膨張していることから、lower boundはこの応力より上を通らなければならない。表5-2-1でも分かるように、 α が大きいほどlower boundは低くなるので、この点からもパラメータの範囲が絞られる。

5-2-4 プレロード載荷時の挙動のシミュレーション

これまでに得られたパラメータを用いて、プレロードの段階載荷時の挙動を計算したのが、図5-2-6である。計算では、実測データから得られた時間と応力を与えて、それぞれの点におけるひずみ量をモデルを用いて求めていく、という方法を用いた。その結果、全体として盛土の圧縮量が過大に予測されているが、各荷重段階でのクリープ量はほぼ実測と一致しており、次の荷重段階に進むときの圧縮量が過大に見積もられている。これは、計測の間隔が2分に1回であり、荷重を増加させる途中のデータが与えられてないために、誤差が生じたためかも知れない。

第5章 PL・PS補強盛土の変形解析

5-3 小型三軸圧縮試験による構成則パラメータの検討

5-3-1 試験の概要

前節で解析した実施工PL・PS補強土橋脚の盛土材の構成則パラメータを、要素試験から求めるために、図5-3-1に示す小型角柱供試体の三軸圧縮試験を行った。供試体の寸法は、11 cm x 11 cm x 高さ 18 cm の角柱で、写真に示されるように軸ひずみ、水平ひずみをLDTで精密に求めた。特に、軸ひずみのLDTが供試体の角部に取り付けられているのは、供試体の寸法上、水平ひずみのLDTとの接触を避けるためである。また、サーボモーターによるひずみ制御載荷し装置を用いており、軸ひずみ速度を自在に制御して載荷することが出来る。

供試体の寸法が小さいために、実施工の橋脚で用いた盛土材を 10 mm のふるいで篩って、粗粒分を除去したものをを用いた。そのために、実際の橋脚盛土とは異なるパラメータが得られる可能性がある。

供試体の締固め密度は、2.00 g/cm³ 程度であり、実施工PL・PS橋脚の乾燥密度 1.91 ~ 2.17 g/cm³、第4章の大型三軸圧縮試験の乾燥密度 1.95 g/cm³ と同程度である。ただし、小型三軸試験では粗粒分を取り除いてあるため、最大密度が若干小さくなっていることが予想され、相対的に実施工や大型三軸試験より密に締め固められた状態である。

5-3-2 弾性パラメータを求める試験（試験GR14）

供試体を等方に 450 kPa まで圧縮・除荷し、その途中で微少繰返し載荷を行って、弾性的な剛性を測る試験を行った。図5-3-2に、その応力経路を示す。各応力段階で、軸圧縮方向に 25 kPa の繰返し載荷を5回、つづいて等方圧縮方向に 25 kPa の繰返し載荷を3回行った。除荷時にも、同じ応力段階で繰返し載荷を行った。載荷速度は、軸方向の繰返し載荷時は軸ひずみ速度 0.04 % / min、その他はすべて応力速度 5 kPa / min である。

結果を、図5-3-3~5に示す。応力は、微少繰返しの部分をのぞいてすべて等方状態を保って載荷・除荷を行ったのだが、それに対する供試体のひずみは等方ではない。図5-3-3の軸圧縮応力と軸ひずみの関係では、載荷時に比べて除荷時には、鉛直方向に大きな膨張を示し、初期の応力まで除荷したときには載荷前よりも膨張している。これに対して図5-3-4の水平圧縮応力と水平ひずみの関係では、載荷時も除荷時も応力ひずみ関係の軌跡はほぼ同じで、全体を通して鉛直方向より弾性的な挙動となっている。特に、その差は低荷重域で大きい。

それぞれ、最後の繰返しサイクルで、鉛直・水平ひずみと応力の関係から、弾性係数を求めた。計算式は、以下の通りである。

軸圧縮方向に微少載荷したときの軸荷重振幅 $\Delta \sigma_{v_v}$ 、軸ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_{v_v}$ 、水平ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_{v_h}$ 、等方圧縮方向に微少載荷したときの荷重振幅 $\Delta \sigma^i = \Delta \sigma_{i_v} = \Delta \sigma_{i_h}$ 、軸ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_{i_v}$ 、水平ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_{i_h}$ とする。軸方向のヤング率 E_v 、水平方向のヤング率 E_h 、軸圧縮応力に対して水平ひずみを生じるポアソン比 ν_{vh} 、水平圧縮応力に対して軸ひずみを生じるポアソン比 ν_{hv} との間に、下記の関係がある。

$$\Delta \varepsilon^v = \frac{1}{E_v} \Delta \sigma^v \quad \Delta \varepsilon^h = - \frac{\nu_{vh}}{E_v} \Delta \sigma^v$$

$$\Delta \varepsilon^i = \frac{1}{E_v} \Delta \sigma^i - \frac{2\nu_{hv}}{E_h} \Delta \sigma^h \quad \Delta \varepsilon^h = - \frac{\nu_{vh}}{E_v} \Delta \sigma^i + \frac{1}{E_h} \Delta \sigma^h$$

これより、弾性パラメータを順次求められる。

$$E_v = \Delta \sigma^v / \Delta \varepsilon^v \quad \nu_{vh} = \Delta \varepsilon^h / \Delta \varepsilon^v$$

$$E_h = 1 / \left(\frac{\Delta \varepsilon^i}{\Delta \sigma^i} - \frac{\nu_{vh}}{E_v} \right) \quad \nu_{hv} = \frac{E_v}{2} \left(\frac{1}{E_v} - \frac{\Delta \varepsilon^i}{\Delta \sigma^i} \right)$$

これによって得られた弾性パラメータを、図5-3-6～7に示す。

ヤング率は、すべての応力レベルで、軸方向より水平方向が大きい。逆に応力依存性は、軸方向の方が大きい。また、ポアソン比については、鉛直荷重によって生じる水平ひずみのポアソン比 ν_{vh} は、荷重域によらず 0.11 程度の非常に小さな値をとっている。水平荷重によって生じる軸ひずみのポアソン比 ν_{hv} は、低荷重域では 0.5 を越える非常に大きな値が出ているが、高荷重域では ν_{vh} に近づいてくる。低荷重域では、荷重に対して繰返し荷重振幅が相対的に大きくなるために、変形が亜弾性の範囲を越えていた可能性を、考慮する必要があるかも知れない。

これらの異方性の原因としては、供試体作成時に鉛直方向にかなり強く締め固めたことによる構造異方性が考えられるが、詳しいメカニズムは不明である。実際の盛土でも、よく締め固めれば同様の異方性が生じる可能性がある。特に補強盛土では、補強材が水平方向にのみ入っていることによる構造的な異方性もあるので、盛土の材料の構成則を忠実に理論化しようとするれば、これらの異方性の問題を無視することは出来ないだろう。

また、鉛直方向のヤング率に関して、

$$E_v [\text{MPa}] = 216 * (\sigma_v [\text{kPa}] / \sigma_0)^{0.518}; \quad \sigma_0 = 100 \text{ kPa}$$

が得られているが、これは大型三軸圧縮試験で得られている

$$E_v [\text{MPa}] = 610 * (\sigma_v [\text{kPa}] / \sigma_0)^{0.63}; \quad \sigma_0 = 100 \text{ kPa}$$

に較べてかなり小さい。

その一因としては、試料の粒度調整により、粗粒分が取り除かれているために、材料そのものが強度剛性の低いものになっていることも考えられる。

5-3-3 時間依存性のパラメータを求める試験（試験GR15）

供試体を等方に 50 kPa で圧密した後、拘束圧一定で軸ひずみ速度を様々に、かつ急速に変化させてせん断する試験を行った。そのせん断の過程を図 5-3-8～11 に示す。応力はひずみ速度によっても増減するが、軸圧縮応力のピーク時はひずみ速度 1%/min で $\sigma_v' = 600$ kPa 程度だった。第5章に示した大型三軸圧縮試験(CR6)では、同程度の密度で拘束圧 50 kPa に対して $\sigma_v' = 654$ kPa であったので、これより若干強度が低い程度である。

軸ひずみ速度は、0.004%/min、0.02%/min、0.04%/min、1%/min の4段階で、不連続的に変化させた。これらのひずみ速度の変化に伴って、軸圧縮応力 σ_v' が増減する現象がみられた。ひずみ速度が速いほど、応力が高くなる傾向があり、ひずみ速度の変化に対して応力が敏感に反応している。その影響を定量的に測定するために、龍岡ら(1999a)の方法にならって、まず応力比 ($R = \sigma_v' / \sigma_h'$) とせん断ひずみ ($\gamma = \varepsilon_v - \varepsilon_h$) の関係として整理した(図 5-3-12～13)。この2つは、せん断変形に対する主要なパラメータである。同時に、三軸試験における応力、ひずみは、それぞれ軸方向と水平方向の2自由度があるのに対して、ここで考えている New Isotach モデルでは1自由度のパラメータしか扱えない。その点からも、応力比とせん断ひずみを用いることで、供試体の状態を1自由度のパラメータに代表させて扱うことができる。

ひずみ速度を変化させた各点ごとに、せん断ひずみ速度の変化率を対数軸の横軸に、そのときの応力比の変化率を普通軸の縦軸にプロットした。すると、両者の間には直線的な関係がみられ、ピーク応力(図 5-3-12 の Peak) の前後で分けてプロットすると、ピーク前の傾きが $\beta = 0.02798$ 、ピーク後の傾きが $\beta = 0.04709$ 、両者を併せて直線を引くと $\beta = 0.03557$ となった。ピーク後の方が、ひずみ速度に対して鋭敏だということになる。PL・PS工法では盛土材をピーク前の状態で用いるので、ピーク前のパラメータの方を用いるのが妥当だろう。

New Isotach モデルでは、これが時間依存的な応力成分の増減として解釈される。すなわち、第5-1節に示したとおり、

$$\sigma = \sigma^f + \sigma^v = \sigma^f(\varepsilon^{ir}) + \sigma^v(\varepsilon^{ir}, \dot{\varepsilon}^{ir}) \quad (式3)$$

$$\sigma^v(\varepsilon^{ir}, \dot{\varepsilon}^{ir}) = \sigma^f(\varepsilon^{ir}) \cdot g_v(\dot{\varepsilon}^{ir}) \quad \text{ただし、} g_v(\dot{\varepsilon}^{ir}) = \alpha \left[1 - \exp \left\{ 1 - \left(\frac{\dot{\varepsilon}^{ir}}{\dot{\varepsilon}_{ref}^{ir}} + 1 \right)^m \right\} \right] \quad (式4)$$

$$\text{よって、} \sigma = \sigma^f(\varepsilon^{ir}) + \sigma^v(\varepsilon^{ir}, \dot{\varepsilon}^{ir}) = \sigma^f(\varepsilon^{ir}) \cdot \{1 + g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})\} \quad (式5)$$

であり、ひずみ速度の変化によって応力が影響を受ける部分は、関数 $g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})$ によって決まる。ただし、本節では、応力比とせん断ひずみで整理しているため、上式の σ が応力比、 ε がせん断ひずみに相当する。

第5章 PL・PS補強盛土の変形解析

上式で、ひずみ ε^{ir} の変化が小さい間に、ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}^{ir}$ が大きく変化した場合、それに伴う応力の変化率は $\Delta g_v(\dot{\varepsilon}^{ir}) / (1 + g_v(\dot{\varepsilon}^{ir}))$ となる。図5-1-2に示すように、ひずみ速度が0.004 ~ 1%/min 程度の範囲では、 $g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})$ は0.1程度で小さい値なので、応力の変化率は、近似的に $\Delta g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})$ とする。すると、図5-3-14に示した実験から得られた直線の傾き β は、図5-1-2に示した、 $g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})$ の直線部分の傾き b^* と同じものになる。そこで、第5-2節で大型三軸圧縮試験および実施工PL・PS補強土橋脚のプレロード時の挙動から得られた、New Isotach モデルのパラメータから得られる $g_v(\dot{\varepsilon}^{ir})$ の関数を図5-3-15にプロットし、その直線部分の傾きを調べた。第7-2節では、 α の値によっていくつものパラメータの組み合わせが、大型三軸圧縮試験のクリープ載荷時の挙動に同程度にフィットするという結果になったので、それぞれのパラメータの組み合わせについて直線部分の傾きを調べた。その結果、図5-3-14で得られた直線の傾き b^* の値に近くなるのは、 $\alpha = 5 \sim 15$ 程度のパラメータの組み合わせのときである。

第5-2節では、実施工PL・PS橋脚のプレロード時の挙動との整合性から、可能なパラメータの組み合わせを $\alpha = 10 \sim 15$ 程度に絞り込んだが、ここでの結果とも一致している。

ただし、本章では、大型三軸圧縮試験、実施工PL・PS橋脚のプレロード載荷、小型三軸圧縮試験のデータを解析に用いたが、それぞれの力学的な条件と、解析に用いる物理量に違いがあることに留意しておく必要がある。すなわち、New Isotach モデルの式3~5において、

- 大型三軸圧縮試験 : σ が軸圧縮応力、 ε が軸圧縮ひずみ、拘束圧一定
- 実施工PL・PS橋脚 : σ が軸圧縮応力、 ε が軸圧縮ひずみ、水平補強材によって拘束
- 小型三軸圧縮試験 : σ が応力比、 ε がせん断ひずみ、拘束圧一定、粗粒分を除去

という差があり、これらから得られたデータをそのまま比較することは、厳密には正しくない。

実施工のPL・PS橋脚では、水平補強材が盛土材にどの程度の拘束圧を与えていたかを時々刻々正確に測るのは難しく、またそれが測れたとしても、現在の New Isotach モデルは応力とひずみそれぞれについて1次元の自由度しか考慮していないため、補強材の効果をどうモデルに取り入れるべきかは未解決である。

また、小型三軸圧縮試験では、試料の粗粒分を除去して粒度が異なっているが、それがモデルのパラメータにどのように影響するかも、未知である。

従って、現状では、厳密に定量的なパラメータの比較はできず、同じくらいのパラメータで、定性的な時間依存的な挙動を統一的に比較できた、という結果にとどまる。

5-4 まとめ

実施工のPL・PS補強土橋脚のプレロード時の挙動を、New Isotach モデルを用いておおよそ正確に説明することができた。また、盛土材の大型三軸圧縮試験、小型三軸圧縮試験から得られるモデルのパラメータも、同じくらいの値が得られ、定性的な時間依存的な挙動を統一的に比較できた。

大型三軸圧縮試験のクリープ载荷の挙動から得られたパラメータには、無数の組み合わせが可能であることがわかった。この中から、実施工PL・PS橋脚のプレロード時の挙動と、小型三軸圧縮試験でのひずみ速度変化時の挙動から、それぞれ別々な手法で、可能性の高いパラメータを絞り込むことができた。

ただし、今回用いたモデルでは、次の条件が未解決であり、今後の検討が必要である。

- ・盛土材が、真に New Isotach 則に従うのか、確認する必要がある。
特に、今回の解析に用いたデータは、異なる力学的条件での挙動から得られたものであり、また解析に用いた物理量の選択（軸応力か応力比か、軸ひずみかせん断ひずみか、試料の粒度の差、など）にも違いがあるため、これらの条件がモデルにどのように影響するのか、どの様な解析手法が妥当なのか、検討が必要である。
- ・モデルは、応力とひずみそれぞれについて1次元の自由度しか考慮していない。水平ひずみの影響、特に補強材の時間効果を含む変形特性を考慮していない。
- ・PL・PS工法では、プレロード後に除荷する事に重要な意味があり、除荷とその後の時間効果を扱えるモデルが必要である。
- ・プレロードに較べて微少ではあるが非常に多数回繰り返される交通荷重の影響を、別途モデル化しなければならない。

また、小型三軸圧縮試験への等方载荷試験では、応力依存的な強い異方性が確認できた。鉛直に締め固められた供試体の剛性は、水平方向の方が高かった。実際の盛土でも強く締め固めた盛土材は同様な異方性が現れる可能性があり、特に補強土の場合は補強材による構造的な異方性もある。

材料の異方性も、今後、補強土構造物の変形モデルを検討するときには重要な点の一つである。

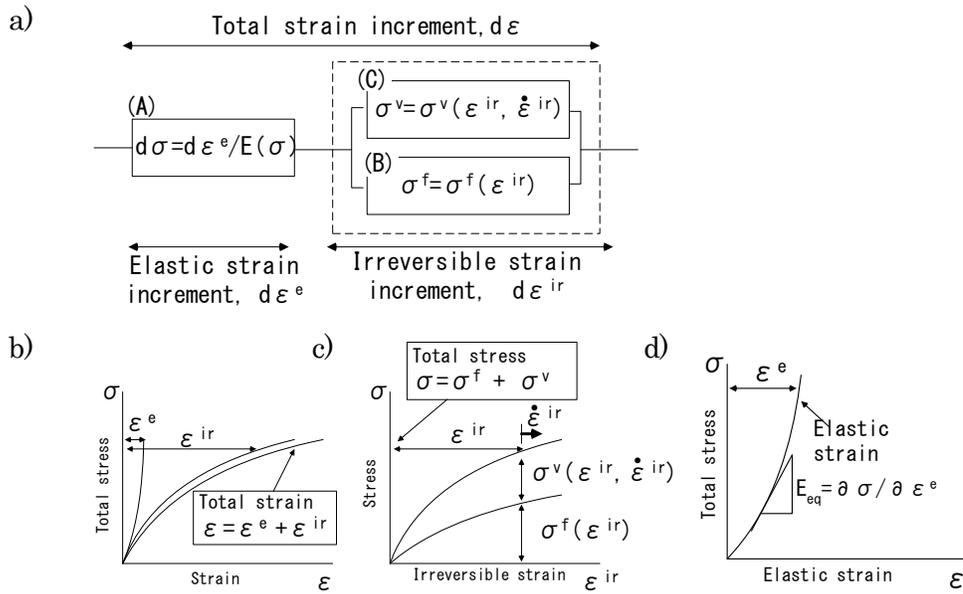


図5-1-1 Isotach モデルの概念図

- a) 3要素の応力、ひずみ、ひずみ速度の依存関係と構成
- b) 全ひずみの弾性ひずみと不可逆ひずみへの分割
- c) 応力の不可逆ひずみ速度依存・非依存部分への分配
- d) 弾性ひずみ成分の剛性（等価ヤング率）の定義

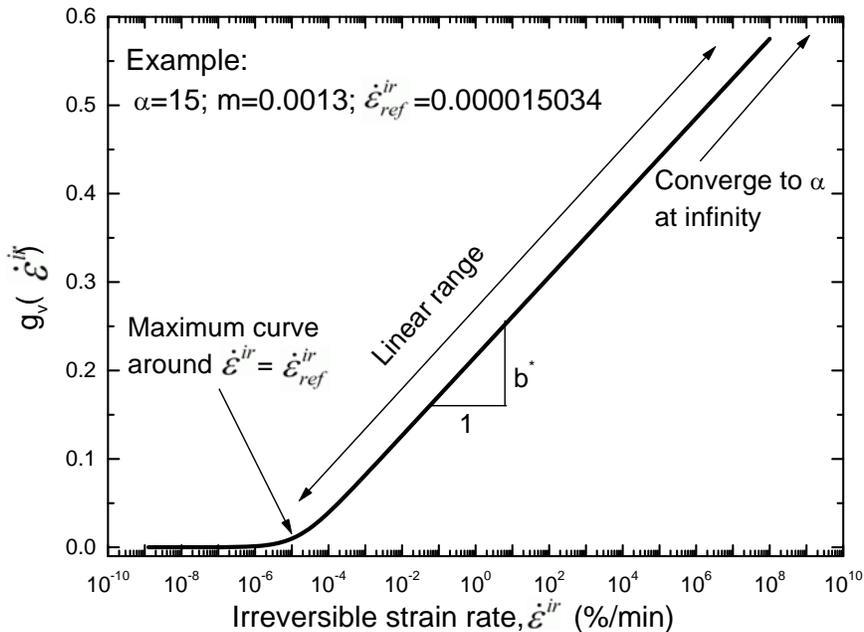


図5-1-2 $g_v(\dot{\epsilon}^{ir})$ の関数型

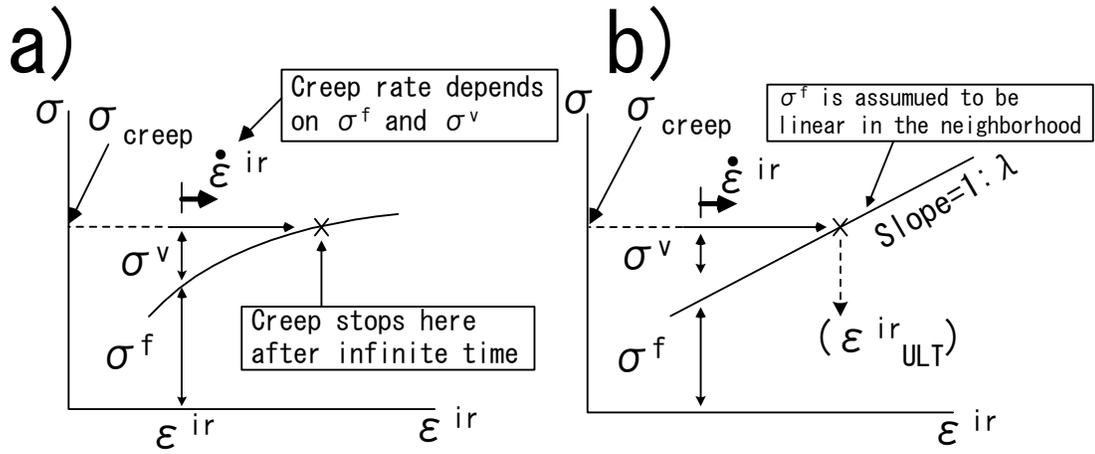


図5-1-3 a) New Isotach モデルにおけるクリープ変形の説明
 b) クリープ時の、現不可逆ひずみ量付近での lower bound に対する仮定
 (第7-2節で参照)

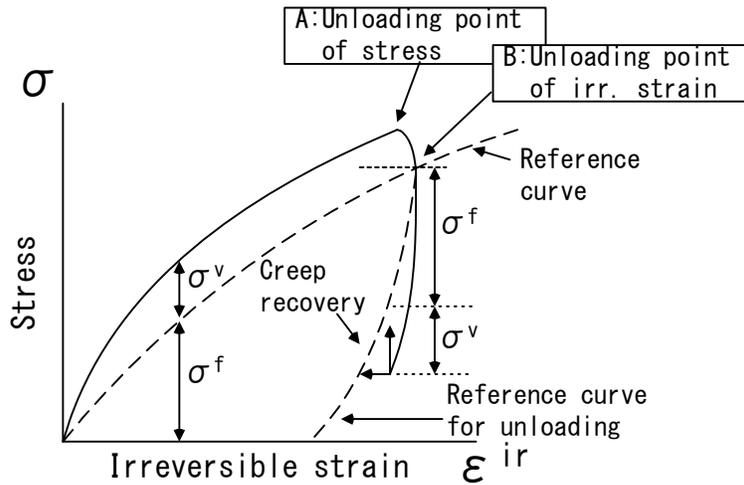


図5-1-4 New Isotach モデルにおける除荷時の挙動の説明

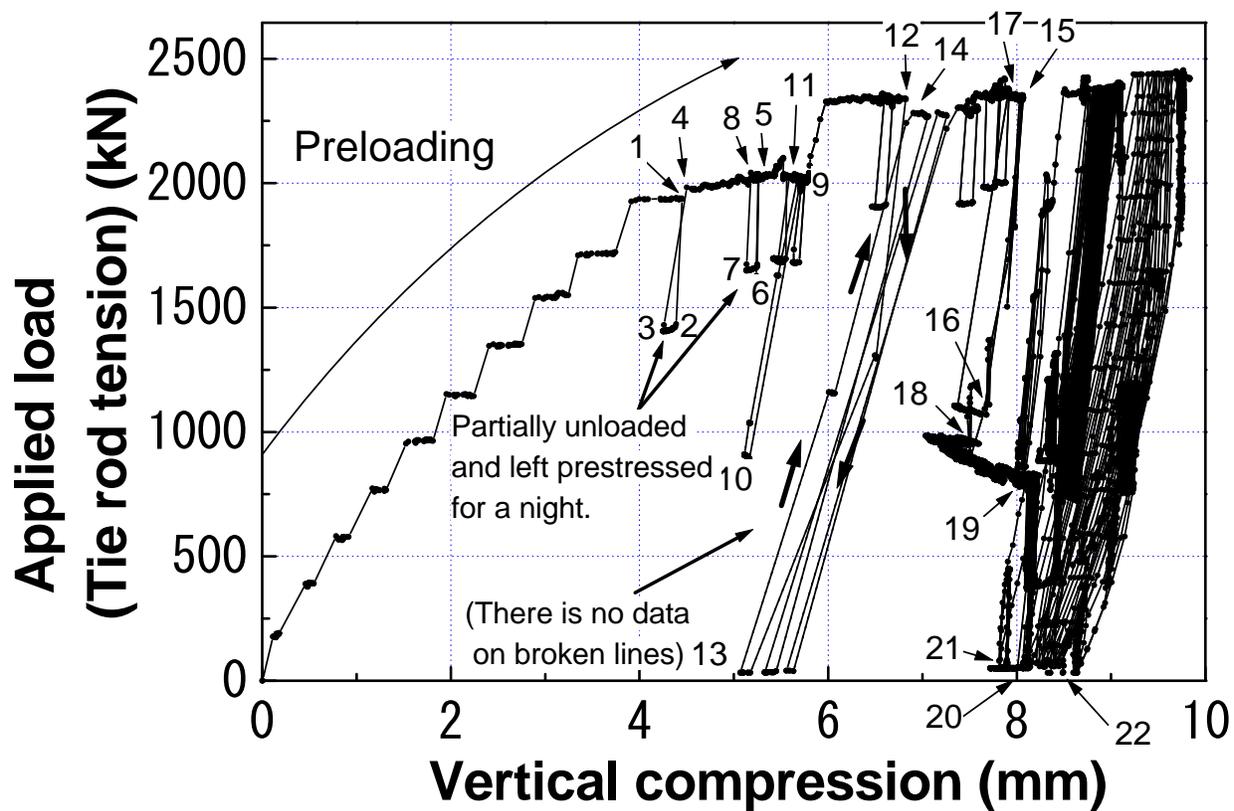


図5-2-1 馬出橋梁PL・PS橋脚の荷重（タイロッド張力）と鉛直圧縮量の関係

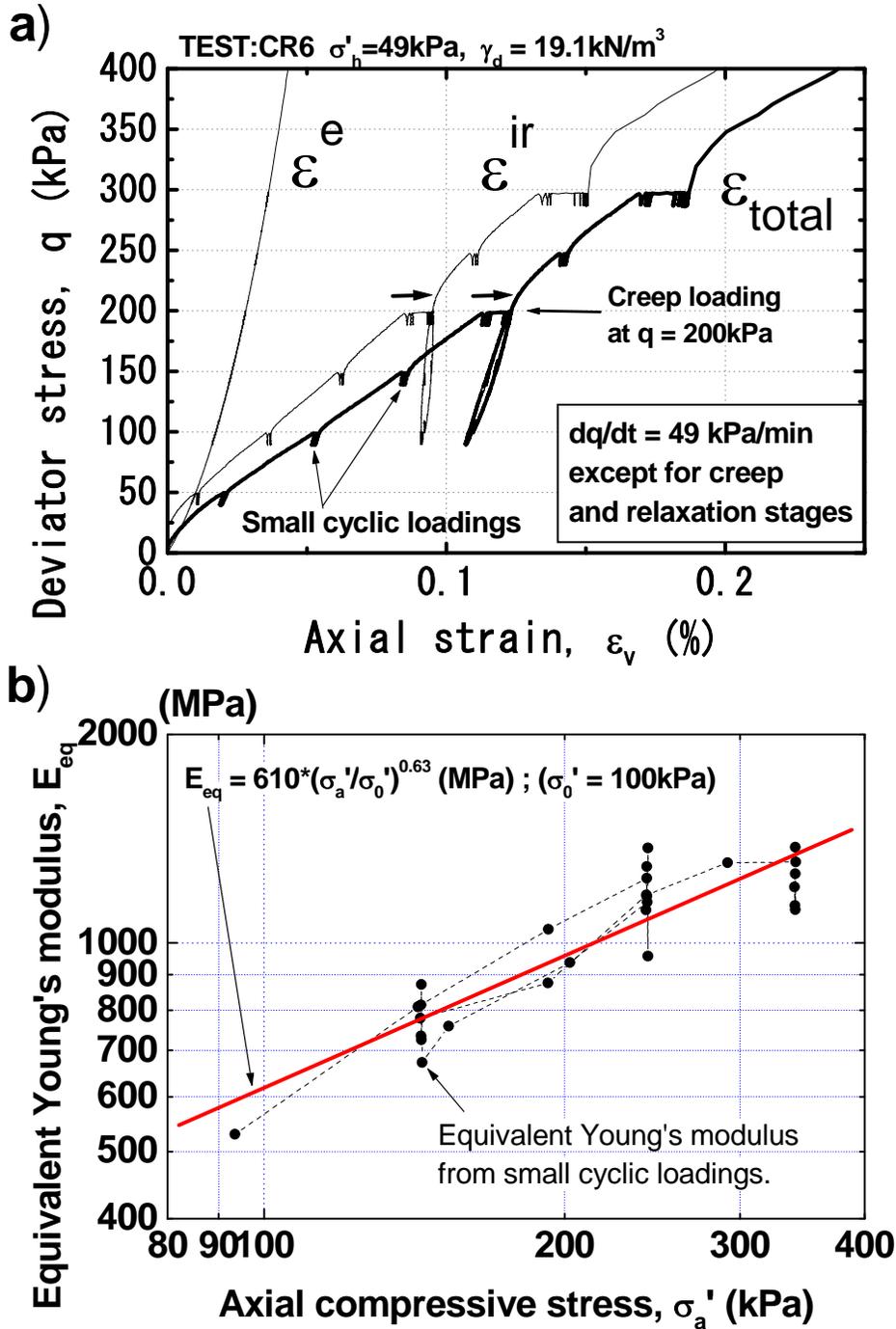


図5-2-2 PL・PS橋脚の盛土材の三軸試験
 a) 偏差応力・軸圧縮ひずみの関係 b) 軸圧縮応力・ヤング率の関係

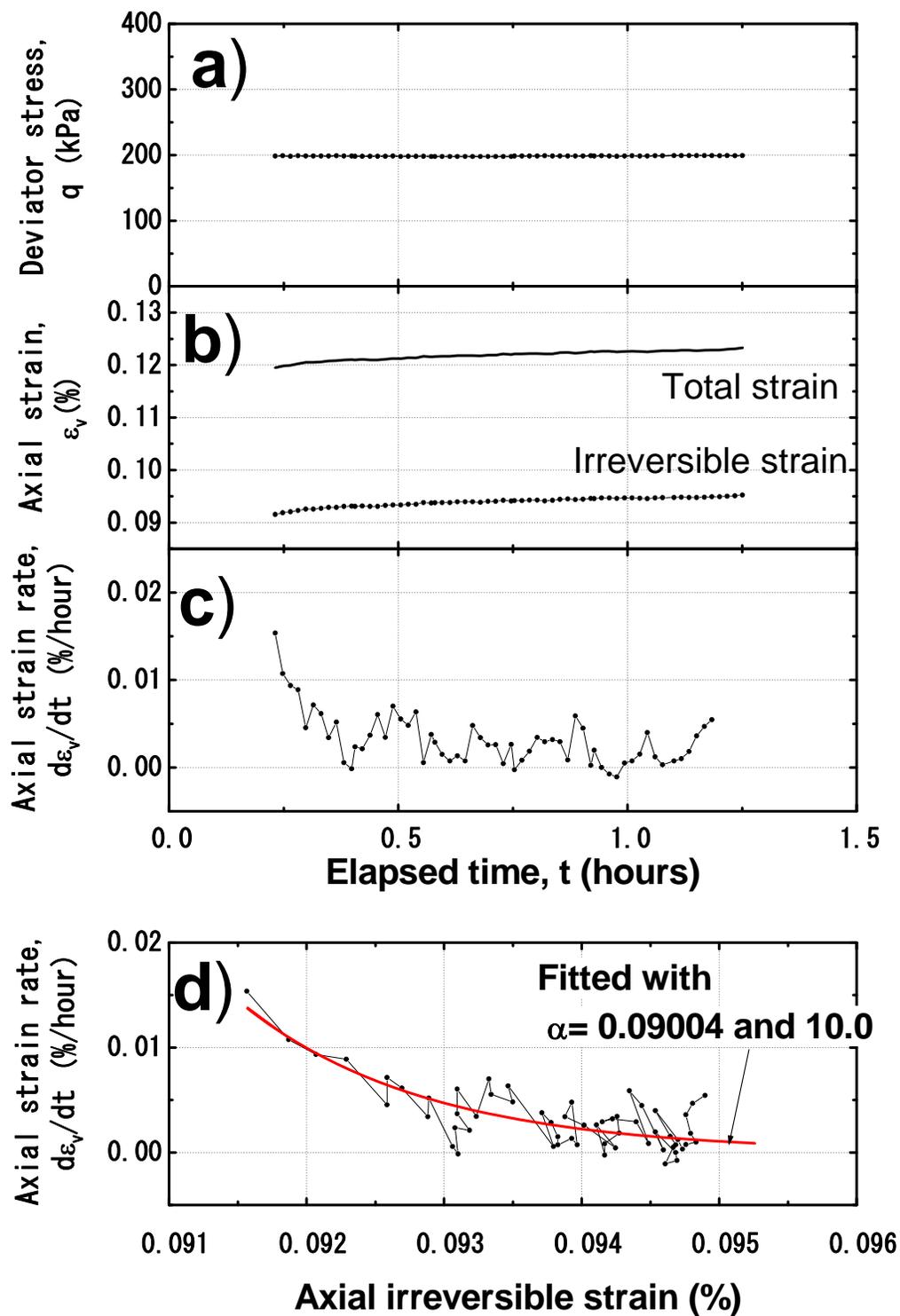


図5-2-3 盛土材の三軸クリープ試験時の挙動

- a) 偏差応力(クリープ荷重 $q = 200\text{kPa}$) b) 全軸圧縮ひずみと、その不可逆成分
 c) 不可逆ひずみ速度の時刻歴 d) 不可逆ひずみと不可逆ひずみ速度の関係

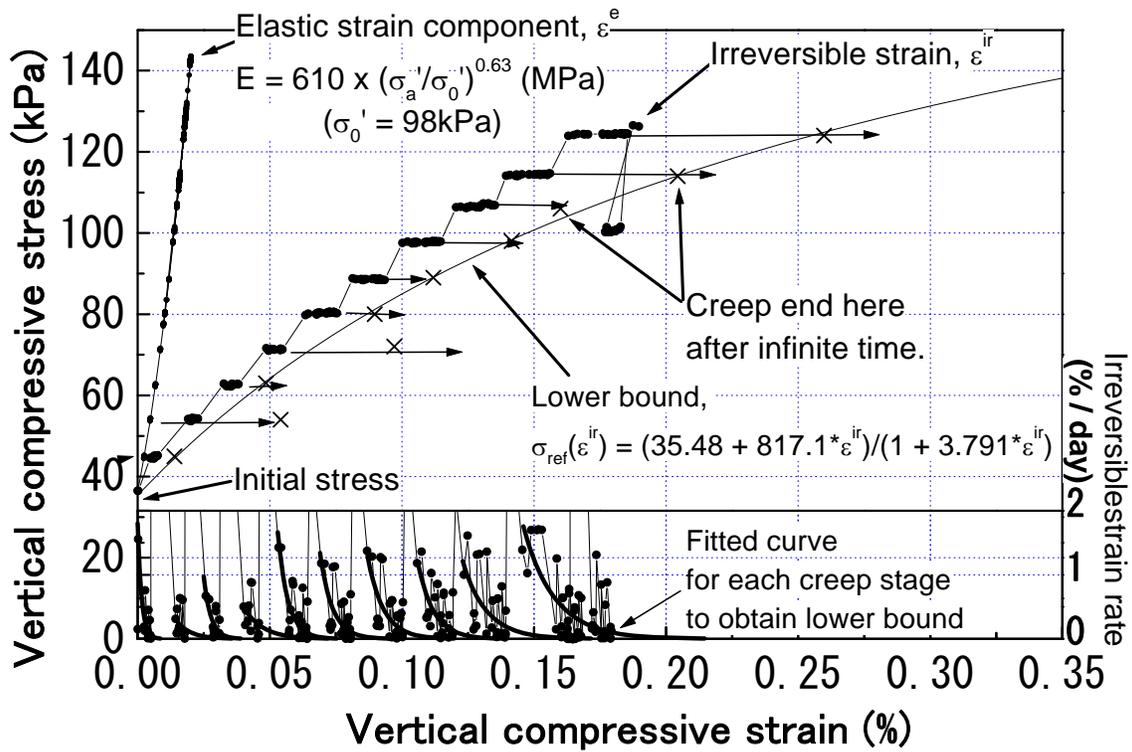


図5-2-4 PL・PS橋脚のプレロード載荷時の挙動に対するフィッティングで得られた lower bound

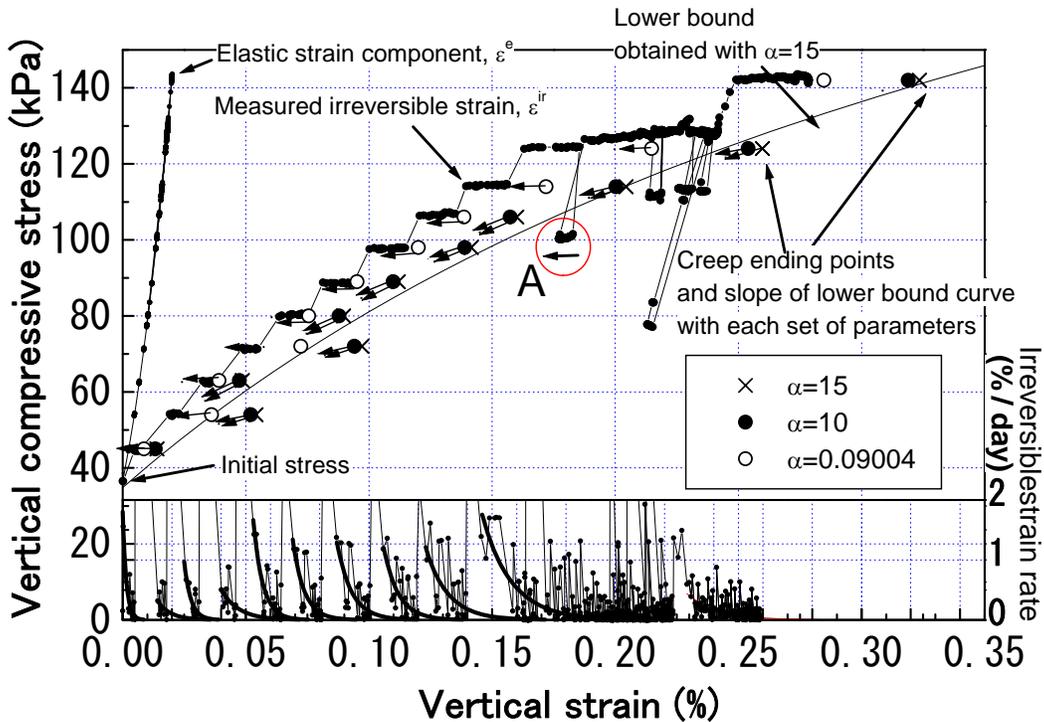


図5-2-5 異なるパラメータを用いたときの lower bound の比較 (矢印は傾きλの方向)

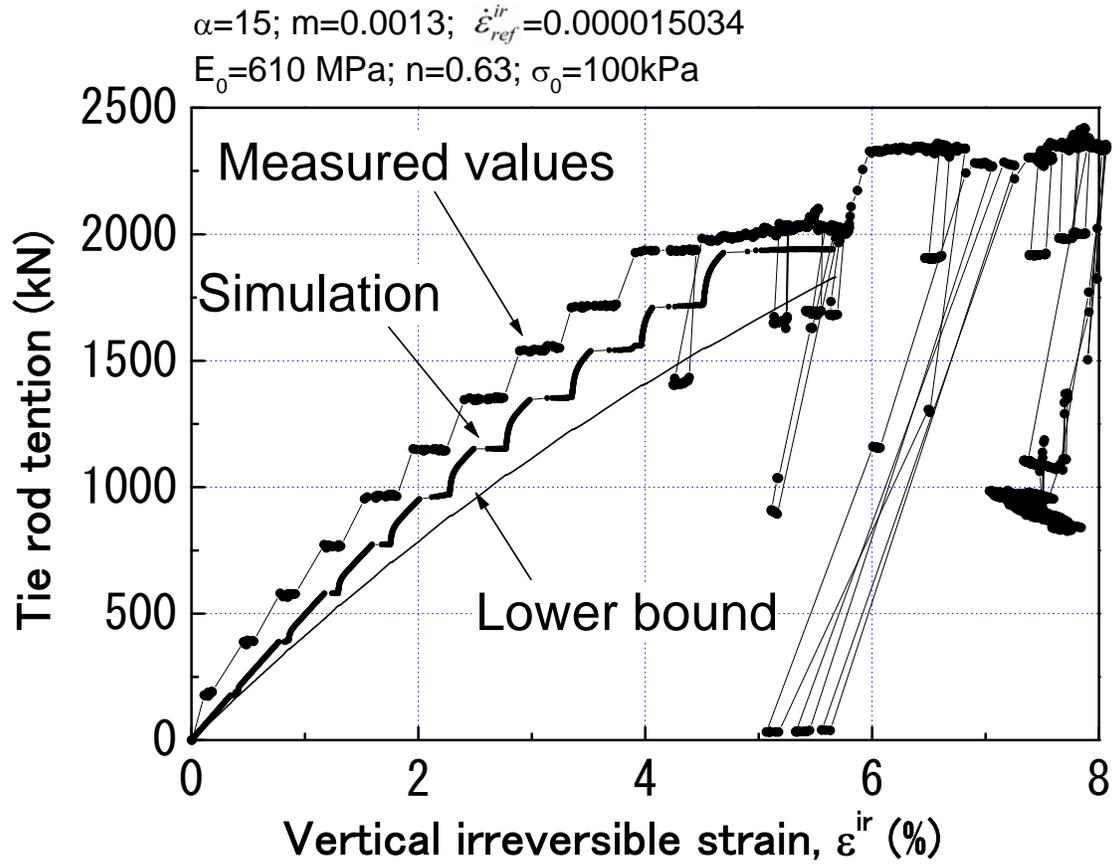


図5-2-6 PL・PS橋脚の挙動のシミュレーション

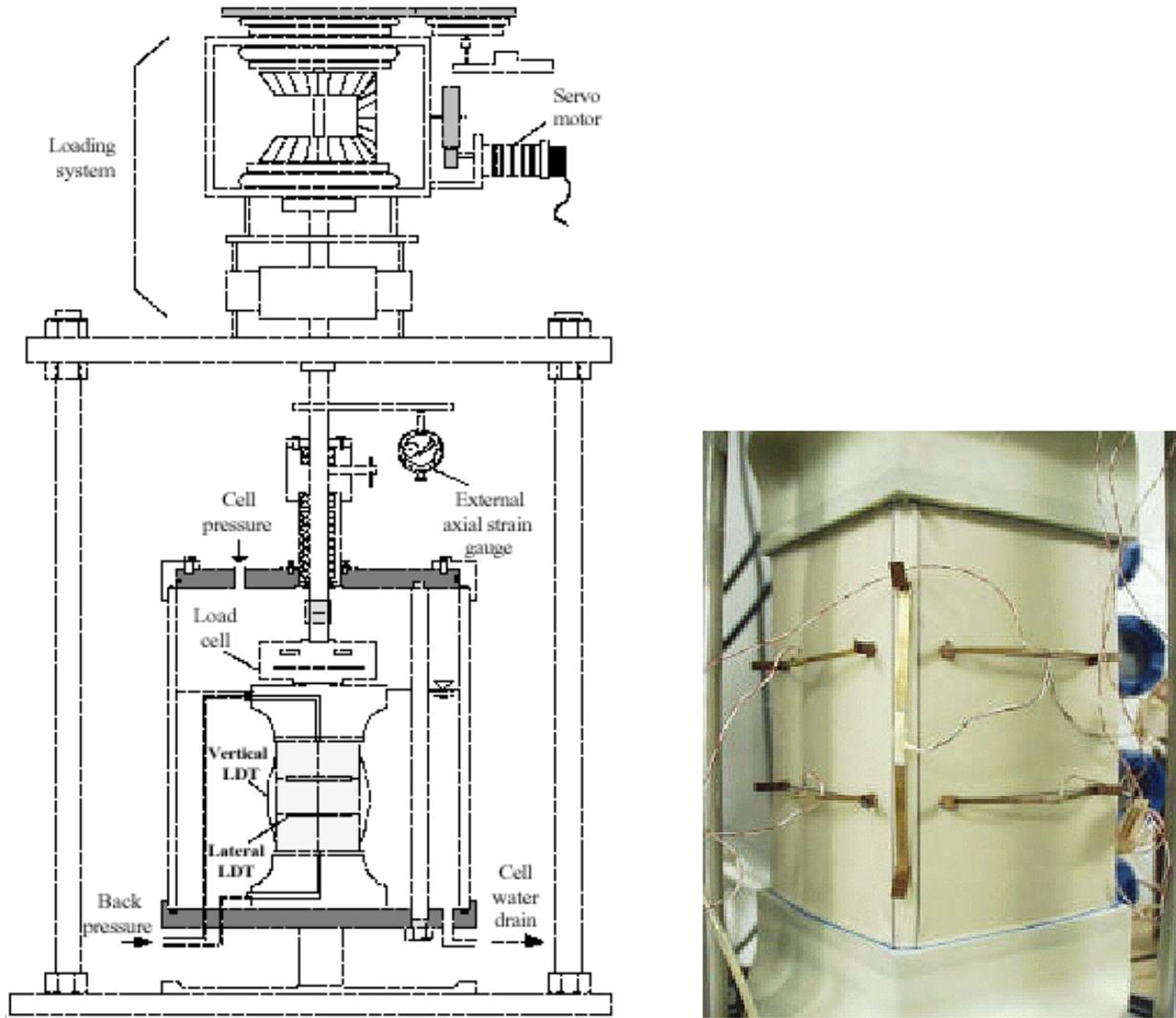


図5-3-1 小型角柱供試体の三軸圧縮試験

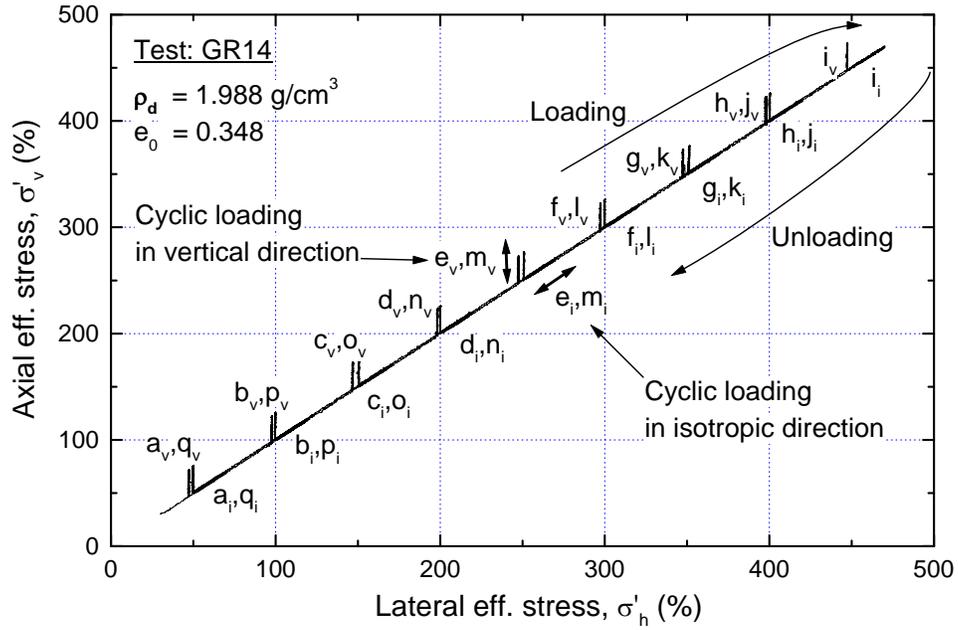


図5-3-2 等方圧密試験の応力経路

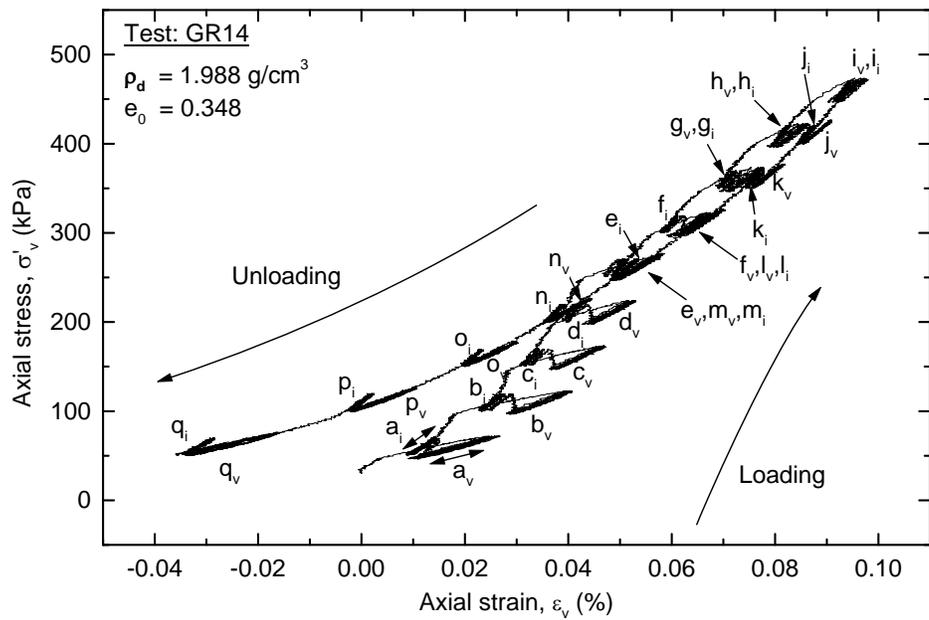


図5-3-3 等方圧密試験の軸圧縮応力と軸ひずみの関係

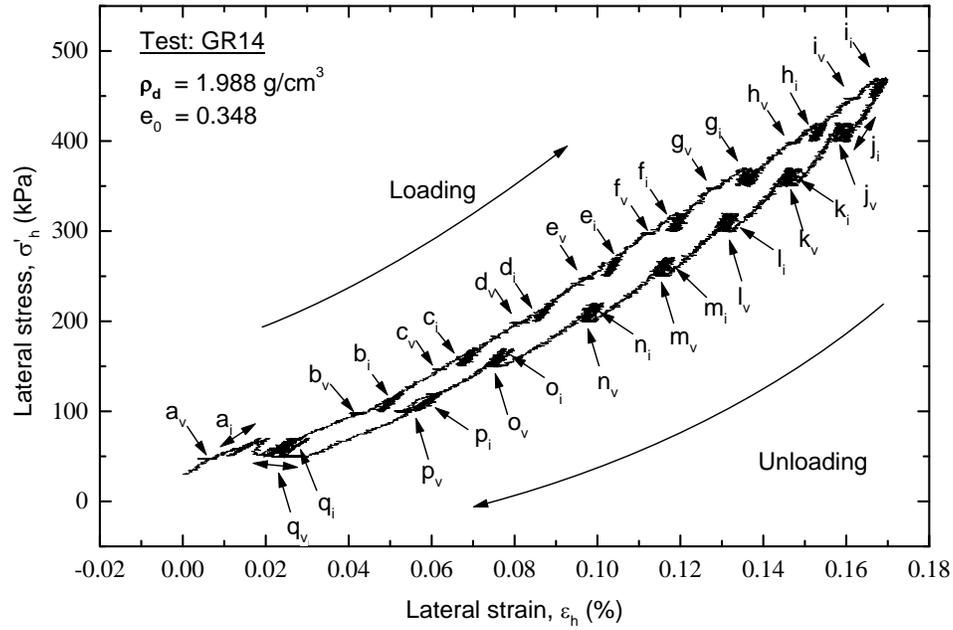


図5-3-4 等方圧密試験の水平圧縮応力と水平ひずみの関係

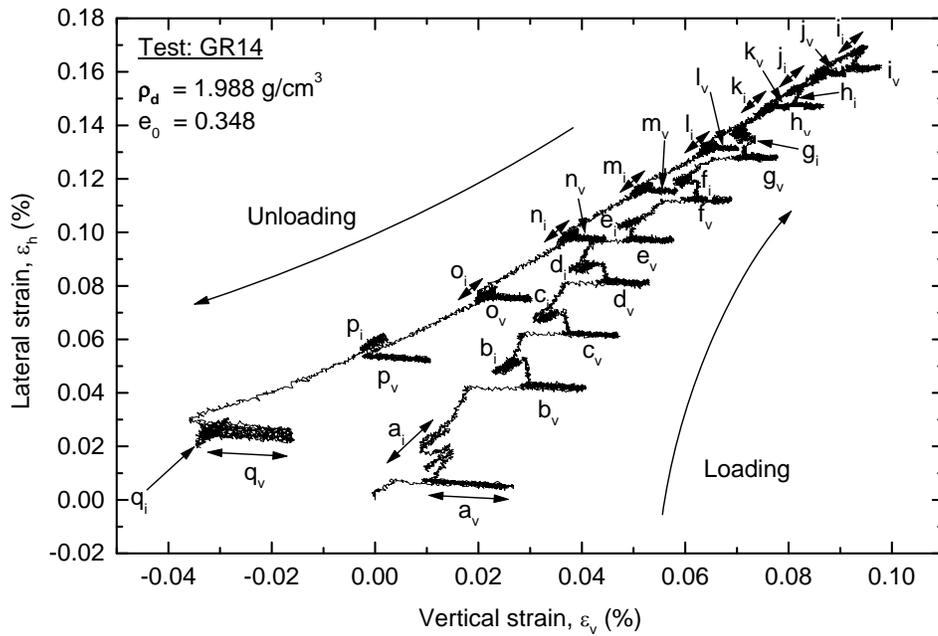


図5-3-5 等方圧密試験の軸ひずみと水平ひずみの関係

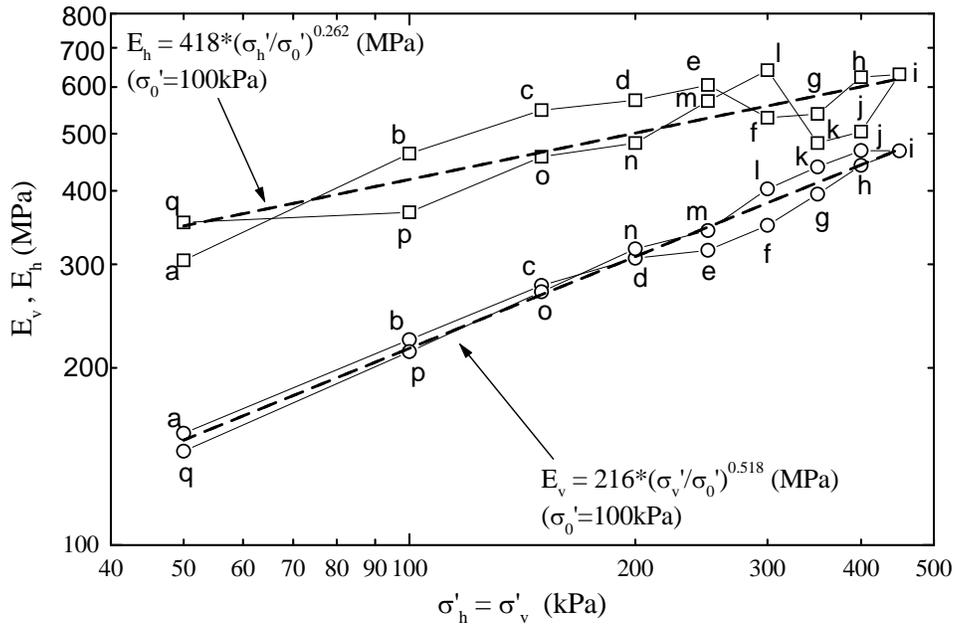


図5-3-6 等方圧密試験の等方圧縮応力と軸・水平ヤング率の関係

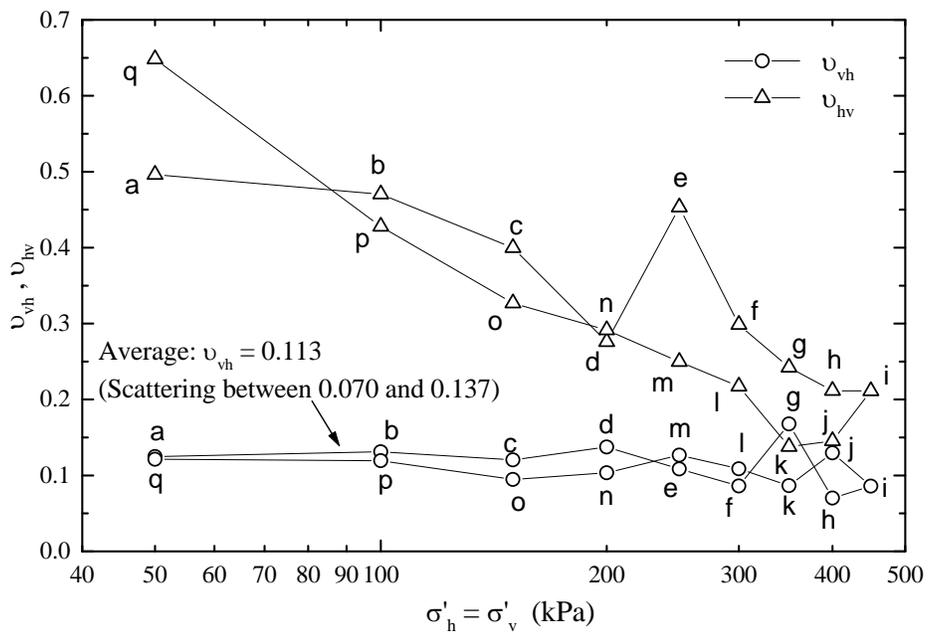


図5-3-7 等方圧密試験の等方圧縮応力とポアソン比の関係

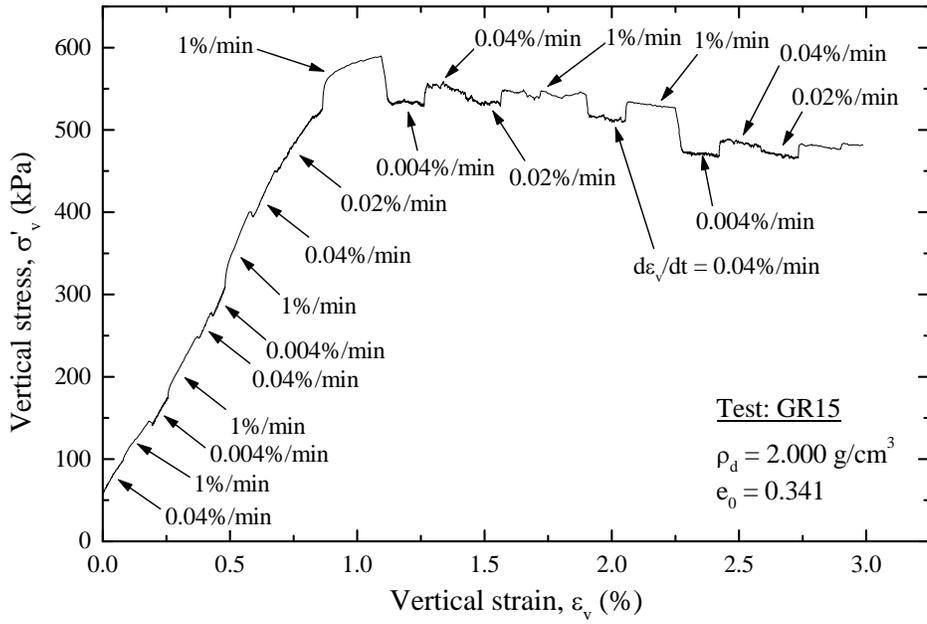


図5-3-8 ひずみ速度を変化させたせん断試験の軸圧縮応力と軸ひずみの関係

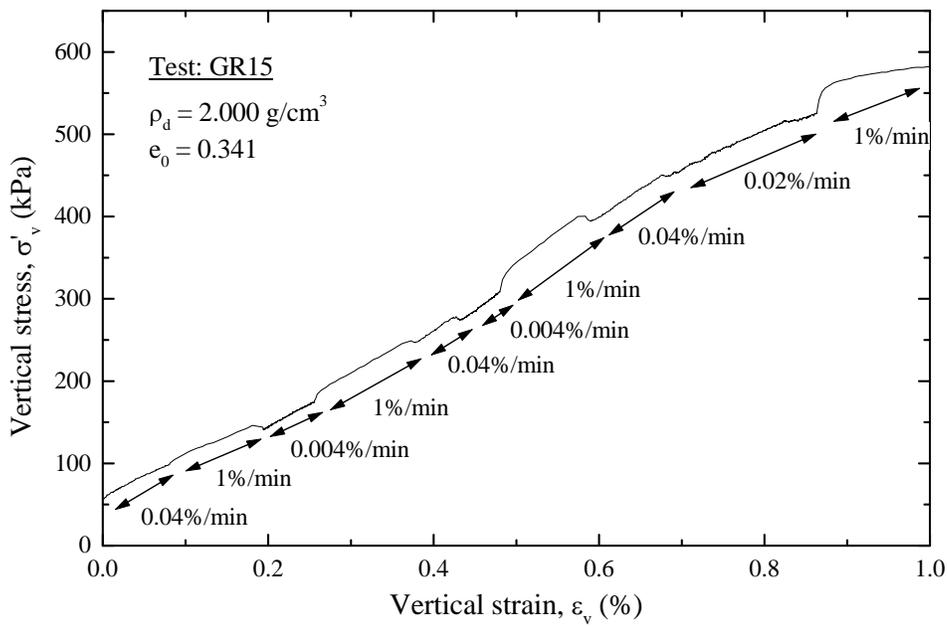


図5-3-9 ひずみ速度を変化させたせん断試験の軸圧縮応力と軸ひずみの関係 (拡大図)

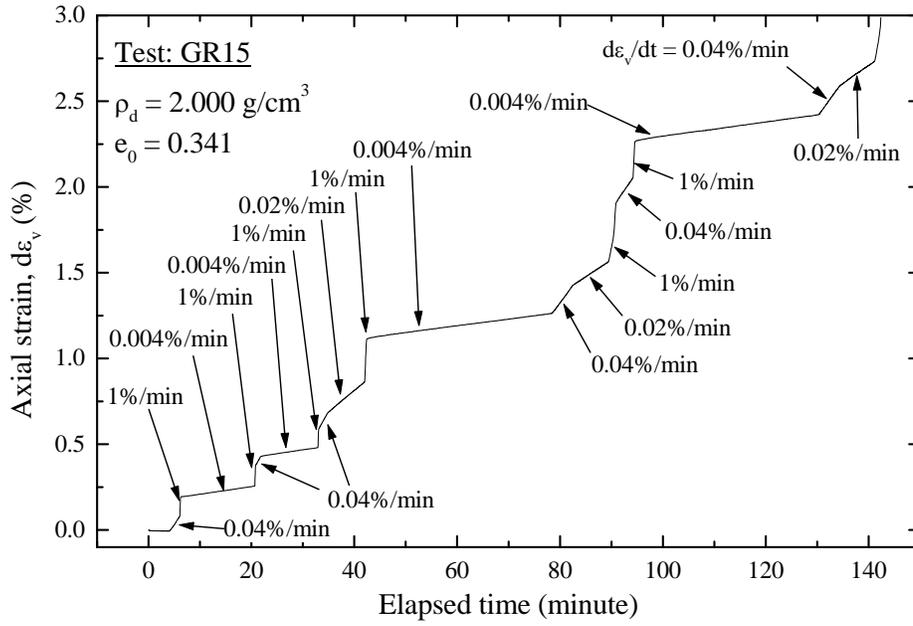


図5-3-10 ひずみ速度を変化させたせん断試験の軸圧縮応力の時刻歴

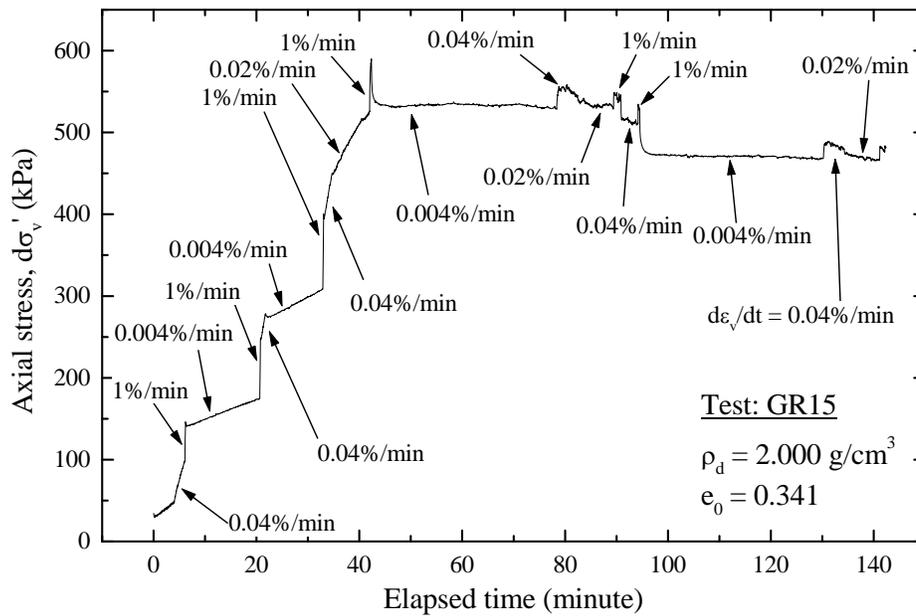


図5-3-11 ひずみ速度を変化させたせん断試験の軸ひずみの時刻歴

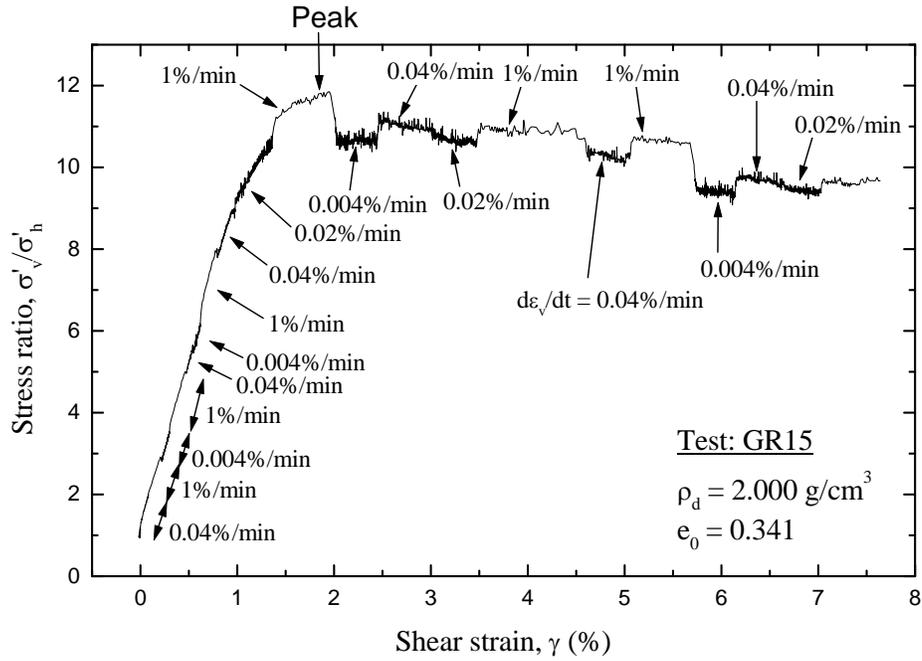


図5-3-12 ひずみ速度を変化させたせん断試験の応力比とせん断ひずみの関係

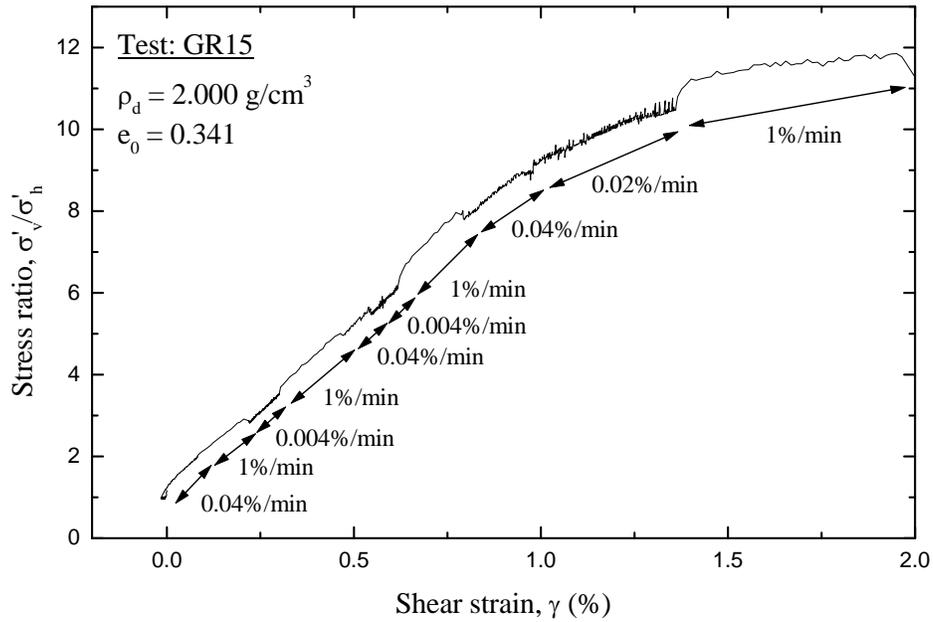


図5-3-13 ひずみ速度を変化させたせん断試験の応力比とせん断ひずみの関係 (拡大図)

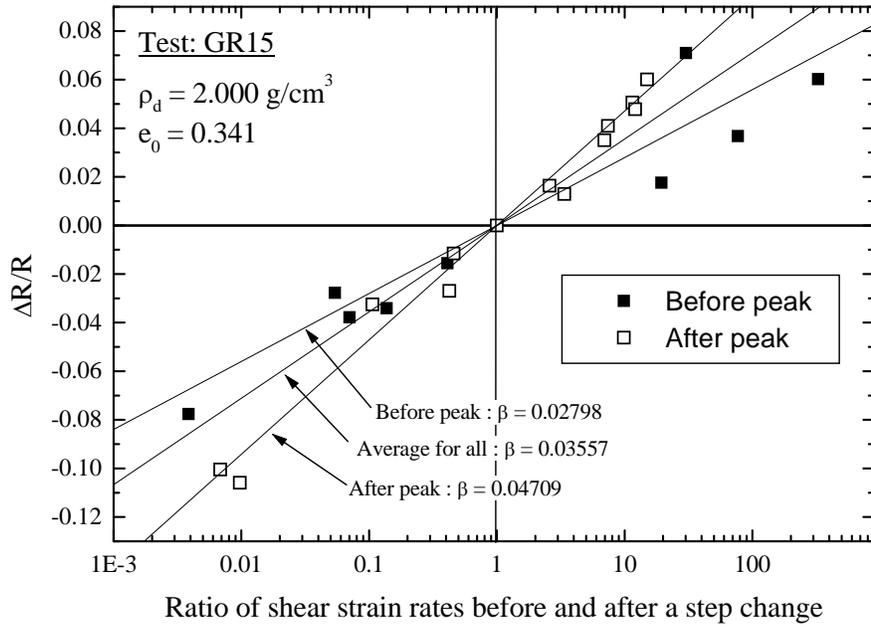


図5-3-14 せん断ひずみ速度の変化率と応力比の増減比の関係

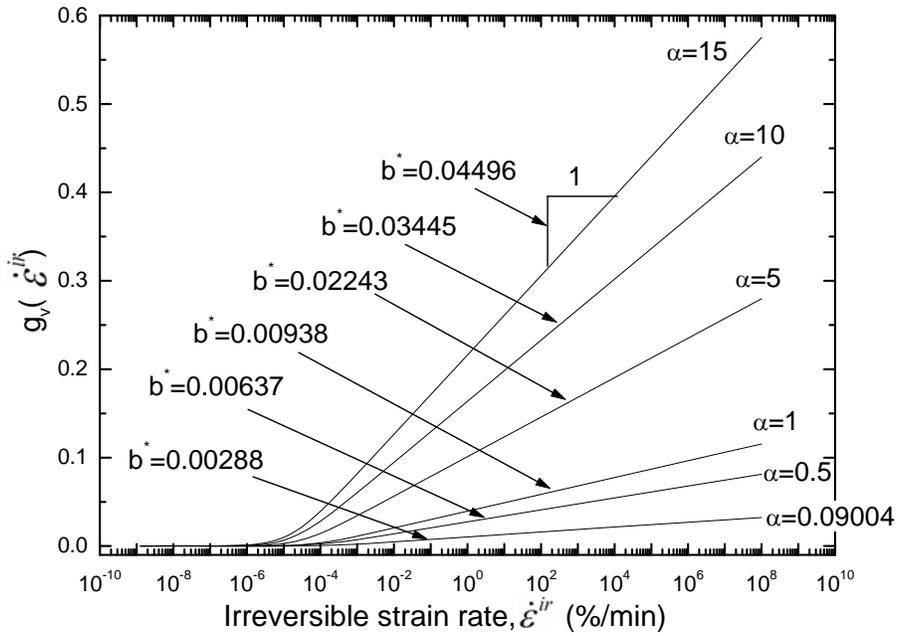


図5-3-15 各パラメータ値でのモデルの関数型との比較

第6章 まとめ

本研究では、補強盛土の剛性を飛躍的に高め、より大きな荷重を受ける構造物（橋台、橋脚、重要構造物の基礎など）を、補強土構造物で建設できるようにする工法として、プレロード・プレストレスト（PL・PS）補強土工法を提案した。その基本原理を実験的、理論的に検討するとともに、実物大模型の構築、および実施工への適用を通して、その実用性と効果を検証した。

PL・PS補強土工法は、補強盛土に鉛直方向のプレロードとプレストレストを加えることで、鉛直荷重に対する剛性を飛躍的に高め、長期間の荷重によるクリープ変形、および供用荷重の繰り返し載荷による残留変形を、きわめて効果的に抑制する。従来の鉄筋コンクリート（RC）構造に比べ、杭基礎を省略できたり現場発生土を利用できる場合にはかなり低コストになる。また土は基本的に延性的なので、基礎地盤の変形にも致命的な破壊をせず柔軟に追従できるという利点もある。

第1章では、PL・PS補強土工法の概要と意義、原理と将来の課題、発展性について述べた。この工法によって補強盛土の鉛直荷重に対する剛性が向上する理由として、次が挙げられる。

- ①盛土が補強されているため、効率的に締固められる。
- ②盛土が補強されているため、盛土を破壊させずに、大きなプレロードをかけることができる。
- ③プレロードを一度かけてから除荷する事によって、供用荷重による土の非弾性・粘塑性的な変形、繰り返し荷重による変形を小さくできる。
- ④プレストレストにより、鉛直荷重に対する盛土材の弾性係数が高くなる。
- ⑤高い剛性のため、繰り返し載荷に対するひずみ振幅も小さく、残留圧縮が生じにくい。
- ⑥補強材に常に張力が働き、盛土材を水平に拘束する。
- ⑦タイロッドの剛性が補強材が、鉛直圧縮荷重に対する剛性として働く。

第2章では、PL・PS補強土工法の可能性を検討するために、実物大模型を構築し、長期計測とプレロード、プレストレスト、供用荷重の載荷実験を行った。その結果、PL・PS補強土工法の基本原理として挙げた、上記のメカニズムが実際に働くことを確認できた。

その結果から、PL・PS補強土工法で、かなりの大きさのプレストレストを長期にわたって維持し、盛土の剛性を高めることができる可能性が示された。

PL・PS補強土工法においては、盛土を十分に締め固めて密度を高めることが重量である。盛土の締固めが不十分な場合、下記の問題が生じることが分かった。

- ・平板載荷試験で得られる剛性が低い
- ・プレロード時の変形、供用荷重によるクリープ変形、繰り返し荷重による残留変形が大きい。
- ・従って、プレストレストも長期的に低下しやすい。
- ・プレストレストのかかった状態で、降水などで浸水するとコラプス現象でプレストレストが低下する。

また、プレロード時に盛土を十分に圧縮させてから除荷することで、プレストレスト状態で盛土が **creep recovery** によって鉛直方向に膨潤する現象も発生し、プレストレストを上記簡易辞することができるようになる。そのためには、一定荷重を長期間かけてから除荷すること、さらにプレロード荷重

第6章 まとめ

を繰返し載荷することで、盛土を効率的に圧縮することができる。

盛土材がよく締め固められた粒度調整砕石であっても、プレロード時、供用時ともに、盛土の変形の大半は、長期に渡るクリープ変形や繰返し荷重による残留変形である。土構造物の長期挙動を検討する上で、これらの現象を考慮することが重要である。

また、施工性に関して、P L・P S補強土工法の要になる張力材を、補強盛土の構築過程の中でどのように設置するかが一つの問題であった。第1章でも指摘したとおり、張力材が狭い間隔で立っている間をぬって締固めを行うのは作業効率の面でも盛土の品質管理の面でも難しい。この点は、施工上の工夫が必要である。

また、プレロード荷重によって、盛土が座靴などの有害な変形を起こさないような、安定性の配慮が必要である。

第3章では、P L・P S補強土工法による実施工の橋脚の建設と長期供用期間の観測、供用後の載荷試験を通じて、P L・P S補強土構造物の特性と実用性について検討した。同時に、プレロードとプレストレスを加えていない補強土工法による橋台についても観測を行い、その挙動を比較した。

P L・P S補強土橋脚は、建設後4年半にわたり、供用期間終了まで、鉛直圧縮速度0.5 mm/yearという極めて良好な性能を示した。補強土橋台との比較から、P L・P S補強土工法には、

- ・盛土の長期的なクリープ圧縮を抑制する
- ・盛土の短期荷重に対する最大圧縮量を抑制する
- ・盛土の繰返し荷重に対する残留圧縮を抑制する

という目的に対して、非常に有効であることが確かめられた。また同時に、P L・P S橋脚の圧縮速度が非常に小さいことから、プレストレス（タイロッド張力）も長期にわたって維持された。

また、橋脚の建設時、供用中、供用終了後の載荷試験、平板載荷試験での挙動の観察から、以下のことが確認できた。

- ・橋脚盛土は、長期間のプレストレス荷重、および多数回の繰返し載荷によって、若干剛性が高くなる傾向があった。
- ・橋脚のR C小橋台にかかる荷重のうち、一部は周囲のR C壁面工の剛性で支えられていた。
- ・橋脚盛土の剛性に比べて、タイロッドの剛性は極めて低く（1/4.5程度）、盛土が多少圧縮変形してもプレストレス荷重の抜ける率が小さい条件になっていた。
- ・橋脚の圧縮変形の大部分は、一定荷重保持条件下のクリープ変形であり、よく締め固められた非粘性性の粒度調整砕石であっても、その粘性的な性質は重要である。
- ・橋脚盛土の剛性は荷重レベルに依存し、高荷重域ほど高い接線剛性を示した。一方、荷重を完全に除荷

すると盛土が急速に膨潤し、その後の再載荷では比較的柔らかい挙動を示した。

- ・一定荷重下でのクリープ圧縮は、一般に、高い荷重を保持するほどは大きくなった。低荷重の状態

第6章 まとめ

から荷重を増やした直後に荷重保持状態に入ると、圧縮する方向に変形が進んだ。しかし、高荷重の状態から荷重を減らした直後に荷重保持状態に入ると、膨張する方向に変形が進む傾向があり、盛土材の **creep recovery** の性質が確認できた。

- ・繰返し載荷での残留変形の進行についても、上記クリープ変形と同じく、直前の載荷履歴に依存する傾向があった。高荷重域から除荷した直後の繰返し載荷では盛土が膨張する方向に残留変形が進んだ。
- ・一方、荷重を完全に除荷し、橋脚盛土が膨潤した後の一定荷重、あるいは繰返し荷重の載荷では、圧縮が大きくなる傾向があった。

また、橋脚、橋台のRC小橋台への水平載荷試験では、次のことが分かった。

- ・橋脚、橋台とも、RC壁面工は、ほぼ剛体として基礎の部分を中心に転倒する変位を示した。
- ・しかし、その変位量は、橋脚が橋台の20分の1程度で、橋脚は極めて高い剛性を示した。これは、プレストレス荷重によって、盛土のせん断剛性が高くなっているからである。
- ・さらに、橋脚のRC小橋台は、盛土との高い一体性を示した。これはプレストレス荷重によって盛土天端との摩擦抵抗力が確保されているからである。
- ・一方、橋台のRC小橋台は、盛土天端から浮き上がる変位を示し、盛土との一体性を失って、まったく抵抗できない状態になった。
- ・橋脚は、頂部への水平荷重によって、曲げ変形を示した。これに合わせて、タイロッドの張力もわずかではあるが変動し、曲げ変形を抑制する方向に働いた。

以上のことより、プレロードの載荷と除荷、および、プレストレスを維持することは、橋脚盛土の鉛直・水平荷重に対する変形を抑制するのに有効であり、また必要な条件であることが分かった。

第4章では、実物大模型、および、実施工PL・PS橋脚で用いた粒度調整砕石を使って、室内の大型三軸試験と補強土橋脚の模型載荷試験を行い、PL・PS補強土工法で用いる盛土材の時間依存的な変形特性、繰返し載荷に対する変形特性について調べた。

盛土材の三軸圧縮供試体のクリープ・リラクゼーション試験の結果からは、次のことが分かり、プレロード、プレストレスの載荷が、供用時の長期的な変形、プレストレスの低下を抑制する効果が確かめられた。

- ・盛土を一定荷重でクリープあるいはリラクゼーションさせると、引き続き加える載荷対して、盛土材を弾性化させる効果が得られる。
- ・予め盛土をクリープ変形させることで、供用開始後のプレストレスの長期的な低下を抑制できる。
- ・高い応力でクリープ変形を起こさせることで、さらに効果的にプレストレスの低下を抑制できる。
- ・高い応力で十分なクリープ変形を起こさせた後、除荷してプレストレス状態にすれば、**creep recovery** により、その後のプレストレスが増加することもある。

また、高いプレストレスがかかっているほど盛土材の等価ヤング率が高いことも確認された。また、その等価ヤング率は、実施工PL・PS橋脚で計測された盛土の剛性と整合のとれる値だった。

第6章 まとめ

盛土材の三軸圧縮供試体の繰返し载荷試験からは、次のことが分かり、プレロード、プレストレスの载荷が、供用時の繰返し载荷に対する変形変形、プレストレスの低下を抑制する効果が確かめられた。また、プレロード時に高荷重の繰返し载荷を行って、盛土の圧縮を促進することで、長時間にわたって一定のプレロード荷重を加えるのと同じ効果を短い工期で得られる可能性が示された。

- ・高い応力でプレロードすることで、供用開始後の繰返し荷重による残留圧縮変形を抑制できる。
- ・高い応力を長時間かけて、クリープ変形させることで、さらに効果的に繰返し荷重による残留圧縮変形を抑制できる。
- ・プレロード時に繰返し荷重を加えることも、繰返し荷重時の残留圧縮変形を抑制する効果がある。
- ・高い応力で十分なクリープ変形を起こさせた後、除荷してプレストレス状態にすれば、**creep recovery** により、供用開始後に繰返し荷重がかかる状況でも、プレストレスが増加することもある。

さらに、補強土橋脚の模型に対する繰返し载荷試験から、次のことが分かった。

- ・小さな振幅の繰返し载荷では、各サイクルでの割線剛性はプレロードの履歴によらず、その時のプレストレス荷重レベルが高いほど、割線剛性も高くなる。
- ・プレロードを加えて除荷することで、供用時の繰返し荷重による残留変形を効果的に抑制できる。
- ・プレストレス荷重がほとんどかかっていない状態では、各サイクルでの割線剛性が下がり、ひずみ振幅が大きくなって塑性変形を含むようになるため、残留変形が進む。
- ・プレストレス荷重が高く、繰返し载荷の応力範囲がプレロードの最大荷重に達する場合は、各サイクルでの割線剛性は高くても、高荷重によるクリープ変形が進むために、残留変形が進む。
- ・プレストレス荷重が上記2ケースの中間で、供用時に、完全に除荷される状態にも、最大プレロード荷重まで载荷される状態にもならなければ、繰返し荷重による残留変形は非常に小さくできる。

実際の P L ・ P S 構造物では、供用開始後の交通荷重などの繰返し载荷によって盛土にかかる荷重の範囲は、最低値がプレストレス荷重、最高値がプレストレス荷重に外荷重を加えたもの（厳密には、タイロッドの張力の減少分だけ、これより若干下がる）になる。従って、上記の理想的な条件を満たすには、下記のようにするのがよい。

$$\begin{aligned} (\text{プレロード荷重}) &>> (\text{プレストレス荷重}) + (\text{外荷重}) \\ (\text{プレストレス荷重}) &>> 0 \end{aligned}$$

ただし、プレストレス荷重がどこまで下がってもよいのか、また、盛土への最大荷重がどこまでプレストレス荷重に近づいてよいのか、についての合理的な設計法は、未解決である。

また、補強材間隔を変えた補強土橋脚の模型に対する繰返し载荷試験の結果から、繰返し载荷による変形挙動については、補強材の量が増えても余り影響がないという結果が得られた。

第5章では、P L ・ P S 構造物の長期的な性能を左右する要因である、盛土材や補強材のクリープ・リラクゼーション・繰返し载荷による変形特性を考慮できる変形モデルの開発の手始めとして、三要素型のレオロジーモデルの一種である **New Isotach** モデルの適用を試みた。一般に、複雑なモデルほど、個々のパラメータを決定することが困難になるが、本研究では、プレロード時の各荷重レベル

第6章 まとめ

でのクリープ載荷時の時間依存変形の実測値から、時間依存性と非時間依存性の非可逆変形に関するパラメータを決定する方法を提案し試みた。

その結果、実施工のPL・PS補強土橋脚のプレロード時の挙動を、New Isotach モデルを用いておおよそ正確に説明することができた。また、盛土材の大型三軸圧縮試験、小型三軸圧縮試験から得られるモデルのパラメータも、同じくらいの値が得られ、定性的な時間依存的な挙動を統一的に比較できた。

盛土材の大型三軸圧縮試験のクリープ載荷の挙動から得られたパラメータには、無数の組み合わせが可能であることがわかった。この中から、実施工PL・PS橋脚のプレロード時の挙動と、小型三軸圧縮試験でのひずみ速度変化時の挙動から、それぞれ別々な手法で、可能性の高いパラメータを絞り込むことができた。

ただし、今回用いたモデルでは、次の条件が未解決であり、今後の検討が必要である。

- ・盛土材が、真に New Isotach 則に従うのか、確認する必要がある。
特に、今回の解析に用いたデータは、異なる力学的条件での挙動から得られたものであり、また解析に用いた物理量の選択（軸応力か応力比か、軸ひずみかせん断ひずみか、試料の粒度の差、など）にも違いがあるため、これらの条件がモデルにどのように影響するのか、どの様な解析手法が妥当なのか、検討が必要である。
- ・モデルは、応力とひずみそれぞれについて1次元の自由度しか考慮していない。水平ひずみの影響、特に補強材の時間効果を含む変形特性を考慮していない。
- ・PL・PS工法では、プレロード後に除荷する事に重要な意味があり、除荷とその後の時間効果を扱えるモデルが必要である。
- ・プレロードに較べて微少ではあるが非常に多数回繰り返される交通荷重の影響を、別途モデル化しなければならない。

また、小型三軸圧縮試験への等方載荷試験では、応力依存的な強い異方性が確認できた。鉛直に締め固められた供試体の剛性は、水平方向の方が高かった。実際の盛土でも強く締め固めた盛土材は同様な異方性が現れる可能性があり、特に補強土の場合は補強材による構造的な異方性もある。

材料の異方性も、今後、補強土構造物の変形モデルを検討するときには重要な点の一つである。

以上の研究により、PL・PS補強土工法の基本原理とその応用性を明らかにすることができ、今後の応用の基礎となる知見が得られた。PL・PS補強土工法は、粒状体である地盤材料が高いプレロード・プレストレス荷重を加えることにより、高い剛性と強度を発揮するという、土質力学の基本原則に根ざしたものであり、様々な応用が期待できる。